



# POLITECNICO MILANO 1863

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale  
Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Tesi Magistrale

## Collasso a taglio di elementi in c.a. soggetti ad incendio: evidenze sperimentali e modelli di calcolo

**Relatore:**

Prof. Patrick Bamonte

**Tesista:**

Sofia Gilardoni

---

Anno accademico 2020 - 2021



*Ai miei genitori...*



# Ringraziamenti

Vorrei dedicare le seguenti righe alle persone che hanno contribuito, con il loro supporto, alla realizzazione di questo progetto.

Prima di tutto ci tengo a ringraziare il mio relatore, Patrick Bamonte, per avermi permesso di ampliare la conoscenza sull'impatto del fuoco nelle strutture in cemento armato, oltre che per il supporto e la disponibilità dimostratemi nella realizzazione di questo elaborato.

Voglio esprimere la mia gratitudine ai miei genitori, Alessia e Roberto, e a mia sorella, Eloise, che in questi anni mi hanno supportato e spronato al raggiungimento dei miei obiettivi.

Ringrazio anche mia nonna, Ersilia, per le belle parole in ogni occasione e per la voglia di poter presenziare alla mia laurea. Per ultimo, ma non ultimo, ringrazio Simone per essermi sempre stato accanto e per avermi motivato a dare sempre il massimo e a non mollare mai.



# Sommario

Il taglio è un'azione elementare a cui è soggetto un corpo e che provoca una sollecitazione chiamata sforzo tagliante.

Gli elementi oggetto di studio, oltre che da calcestruzzo, sono formati da armature disposte longitudinalmente che prevengono il collasso per flessione. Queste, pur apportando una lieve azione positiva nei confronti del comportamento a taglio, non risolvono interamente la limitata capacità portante del calcestruzzo. Per ovviare alla presenza di sforzi di taglio, sono disposte armature trasversali che collaborano con il calcestruzzo per evitare una brusca crisi per taglio. Ciò che può peggiorare il comportamento a taglio di una trave è la presenza di incendio e, di conseguenza, di elevate temperature che intaccano l'integrità dei materiali che formano la struttura tramite degrado della resistenza a compressione del calcestruzzo e della tensione di snervamento delle barre di armatura, sia trasversali che longitudinali.

Lo scopo della tesi è la verifica delle modalità di collasso, in particolare per taglio, di 28 travi precedentemente sperimentate in laboratorio. Per fare questo ci si avvale della teoria del taglio riferita alle travi in calcestruzzo armato, dei concetti base ed avanzati relativi all'azione del fuoco sulle strutture e delle normative vigenti.

A seconda del valore di resistenza a snervamento delle armature in acciaio e del valore di resistenza a compressione del calcestruzzo, si perviene a diverse opzioni di collasso quali: flessione (a causa dello snervamento delle barre longitudinali), meccanismo di collasso dovuto a flessione (accompagnato dalla formazione di cerniere plastiche), taglio lato calcestruzzo (con acciaio elastico o snervato) e taglio lato acciaio dovuto alla rottura delle staffe. Ognuna di queste modalità di collasso è anticipata se la trave è soggetta ad incendio poiché tale fenomeno porta ad un decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali. L'impatto del fuoco è considerato ricreando, il più fedelmente possibile, la crescita delle temperature nel calcestruzzo e nell'acciaio che

compongono le sezioni delle travi. In caso di dati mancanti viene utilizzato il metodo semplificato previsto dal prEN 1992-1-2 (2020) [7] che permette la riproduzione dei diagrammi temperatura-tempo.

Un ulteriore raffronto si esegue valutando le resistenze al fuoco dei materiali servendosi del metodo tabellare presentato nel prEN 1992-1-2 (2020).

Al termine dell'applicazione del modello analitico si evincono risultati a favore di sicurezza per la maggior parte delle travi che in fase sperimentale evidenziavano un collasso dovuto a taglio. Inoltre, se esse fossero progettate con riferimento alle resistenze fattorizzate, al posto delle resistenze medie utilizzate in fase sperimentale, in alcune di queste il collasso avverrebbe senza l'imposizione di carico di incendio.

Il metodo tabellare viene, invece, verificato come non a favore di sicurezza per travi soggette a taglio.





# Indice

<b>Ringraziamenti</b>	<b>I</b>
<b>Sommario</b>	<b>III</b>
<b>1 Comportamento a taglio delle travi in c.a. a temperatura ambiente ed a temperature elevate</b>	<b>15</b>
1.1 Definizione del taglio . . . . .	15
1.1.1 Comportamento in campo elastico . . . . .	16
1.1.2 Travi prive di armatura a taglio . . . . .	20
1.1.3 Travi con armatura a taglio . . . . .	23
1.2 Il fuoco . . . . .	29
1.2.1 L'incendio e le sue fasi . . . . .	29
1.2.2 Resistenza e reazione al fuoco . . . . .	32
1.2.3 Effetti della temperatura sui materiali . . . . .	36
1.3 Normative europee . . . . .	46
1.3.1 Eurocodice 1 . . . . .	46
1.3.2 Eurocodice 2 . . . . .	51
1.3.3 Metodi di calcolo a taglio . . . . .	59
<b>2 Studi relativi alla resistenza a taglio delle travi in c.a. a temperature elevate</b>	<b>63</b>
2.1 Studio di Lore Krampf . . . . .	64
2.1.1 Scopo generale delle indagini condotte . . . . .	65
2.1.2 Preparazione delle prove . . . . .	65
2.1.3 Modalità di prova . . . . .	72
2.1.4 Programma di misurazione . . . . .	74
2.1.5 Valutazione della precisione risultante dai test . . . . .	79
2.1.6 Risultati . . . . .	80

2.1.7	Discussione dei risultati ottenuti . . . . .	92
2.2	Studio di Lin, Ellingwood e altri . . . . .	94
2.2.1	Considerazioni iniziali . . . . .	95
2.2.2	Caratteristiche degli elementi sottoposti a prove sperimentali . . . . .	96
2.2.3	Risultati dei test . . . . .	97
2.3	Metodo di valutazione del taglio di Contini e Masento . . . . .	99
<b>3</b>	<b>Modello analitico per il calcolo della resistenza a taglio</b>	<b>103</b>
3.1	Definizione di geometria e materiali . . . . .	104
3.2	Definizione dei campi di temperatura . . . . .	108
3.2.1	Metodi di progetto semplificati . . . . .	109
3.2.2	Conversione dei diagrammi di temperatura proposti da Krampf ed impatto dell'incendio sulle dimensioni delle singole sezioni . . . . .	114
3.3	Confronto generale . . . . .	138
<b>4</b>	<b>Modalità di collasso delle travi</b>	<b>141</b>
4.1	Verifica a taglio . . . . .	142
4.2	Verifica a flessione . . . . .	145
4.2.1	Collasso per flessione . . . . .	145
4.2.2	VcaSlu . . . . .	147
4.2.3	Impostazione di VcaSlu . . . . .	147
4.3	Analisi specifiche a collasso . . . . .	151
4.3.1	Travi isostatiche . . . . .	151
4.3.2	Travi iperstatiche . . . . .	156
4.4	Metodo tabellare . . . . .	171
4.4.1	Travi . . . . .	173
4.5	Considerazioni finali e conclusioni . . . . .	186
	<b>Bibliografia</b>	<b>199</b>

# Elenco delle figure

1.1	Distribuzione delle tensioni tangenziali nella sezione integra (a) e fessurata (b). . . . .	17
1.2	Visualizzazione delle condizioni di equilibrio di un concio di trave, estratto da un elemento di riferimento e raffigurazione delle tensioni presenti. . . . .	18
1.3	Contributi resistenti a taglio nel meccanismo a pettine. . . . .	21
1.4	Meccanismo ad arco su una porzione di trave e parametri $a$ e $d$ . . . . .	22
1.5	Sistema puntone e tirante. . . . .	23
1.5	Meccanismo resistente a taglio nel caso di travi armate: (a) quadro fessurativo, (b) Trave reticolare ideale, (c) Singolo blocco estratto dalla trave reticolare ideale, (d) Azioni principali in funzione di $Q (= \Delta T)$ . . . . .	25
1.6	Blocco elementare raffigurante una biella compressa. . . . .	27
1.7	Andamento qualitativo della temperatura $T$ in funzione del tempo $t$ nelle varie fasi dell'incendio in ambiente confinato (compartimento) e rappresentazione della curva $T-t$ post flashover ISO 834. . . . .	30
1.8	Rappresentazione grafica del significato del simbolo "R". . . . .	34
1.9	Rappresentazione grafica del significato del simbolo "RE". . . . .	34
1.10	Rappresentazione grafica del significato del simbolo "REI". . . . .	35
1.11	Il comportamento in caso d'incendio dei materiali edili non protetti. (fonte: Federbeton [9]) . . . . .	36
1.12	(a) – Solaio di legno non crollato a seguito di un incendio. (b) – Trave di legno sottoposta ad incendio. . . . .	37
1.13	(a) – Esempio di abitazione in legno soggetta ad incendio. (b) – Esempio di struttura in legno danneggiata a seguito di un incendio. . . . .	38

1.14	Estremità di un pilastro d'acciaio fortemente deformato dopo un incendio. . . . .	39
1.15	Processi fisici del calcestruzzo in caso di incendio [9]. . . . .	41
1.16	Effetti dello spalling. . . . .	42
1.17	Torre Windsor a Madrid: (a) – Le fiamme avvolgono la torre. – (b) La facciata al di sopra del piano tecnico, il 16°, è distrutta. – (c) Vista assonometrica della struttura illustrata. . . . .	43
1.18	Relazione sforzo - deformazione relativa al calcestruzzo soggetto a compressione ad alte temperature. . . . .	52
1.19	Valori dei parametri principali della relazione sforzo - deformazione di un calcestruzzo avente peso normale e aggregati silicei o calcarei a temperature elevate. . . . .	52
1.20	Curva che rappresenta la variazione di $k_{c,t}(\theta)$ all'aumentare della temperatura $\theta$ . . . . .	53
1.21	Relazione stress - deformazioni relativa ad armature normali e pretese ad alte temperature. . . . .	54
1.22	Valori appartenenti alla Classe N relativi ai parametri della relazione stress - deformazioni di armature in acciaio formate a freddo o laminate a caldo a temperature elevate. . . . .	55
1.23	Valori appartenenti alla Classe X relativi ai parametri della relazione stress - deformazioni di armature in acciaio formate a freddo o laminate a caldo a temperature elevate. . . . .	55
1.24	Allungamento termico totale del calcestruzzo (1 rappresenta la curva degli aggregati silicei; 2 rappresenta la curva relativa agli aggregati calcarei). . . . .	56
1.25	Allungamento termico totale dell'acciaio di armatura (1 rappresenta la curva dell'acciaio normale; 2 rappresenta la curva relativa all'acciaio preteso). . . . .	57
1.26	Conducibilità termica del calcestruzzo (1 rappresenta il limite superiore e 2 il limite inferiore). . . . .	59
1.27	Individuazione del punto P per la valutazione della temperatura nelle staffe (dove la parte evidenziata in grigio rappresenta l'area efficace a trazione). . . . .	61
2.1	Bruciatori a gasolio presenti nel compartimento in cui si esegue la prova su travi isostatiche. . . . .	73

2.1	Bruciatori a gasolio presenti nel compartimento in cui si esegue la prova su travi iperstatiche. . . . .	73
2.2	Schematizzazione di una pressa idraulica. . . . .	74
2.3	Termocoppie disposte inferiormente e lateralmente rispetto alla trave in esame con l'obiettivo di monitorare la temperatura esistente nella stanza. (a) termocoppie disposte attorno a travi a singola campata; (b) termocoppie disposte attorno a travi a doppia campata. . . . .	75
2.4	Dettaglio raffigurante la posizione dei punti di monitoraggio della temperatura del calcestruzzo all'interno delle sezioni trasversali. . . . .	76
2.5	Dettaglio raffigurante la locazione dei punti di monitoraggio della temperatura delle armature longitudinali e trasversali all'interno delle sezioni trasversali. . . . .	76
2.5	Misuratori composti da rulli e fili in acciaio disposti al di sopra della trave in esame con l'obiettivo di monitorare lo spostamento verticale dell'elemento. (a) sistemi di monitoraggio posti al di sopra delle travi a singola campata; (b) sistemi di monitoraggio posti al di sopra delle travi a doppia campata. . . . .	77
2.6	Trave 1 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura. . . . .	83
2.6	Trave 1 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura. . . . .	84
2.7	Trave 7 a seguito del raffreddamento. . . . .	85
2.8	Zoom che evidenzia la fessurazione per taglio dell'anima con staffe non gravemente deformate. . . . .	86
2.9	Trave 17 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura. . . . .	87
2.9	Trave 20 a seguito del raffreddamento: (a) raffigura il cedimento del copriferro esterno alle barre successivo al collasso; (b) è evidenza la fessurazione a taglio nella zona dell'appoggio centrale. . . . .	89

2.10	Trave 28 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura. . . . .	91
2.11	Zoom che evidenzia la zona di collasso per taglio nei pressi della zona centrale di appoggio. . . . .	91
2.12	Curva di incendio standard ASTM E119 e curva ad Alta Intensità di Durata Limitata SDHL. . . . .	94
2.13	Dettaglio dell'elemento trave studiato. . . . .	96
2.14	Dimensione della sezione dell'elemento trave in corrispondenza di supporti e mezzeria, con riferimento alle curve risultanti dalla sperimentazione. . . . .	97
2.15	Misurazione della temperatura dell'armatura contenuta nella trave 1 esposta alla curva d'incendio ASTM E119. . . . .	98
2.16	Diagramma raffigurante la curva nominale standard ISO 834. . . . .	100
3.1	Diverse forme delle sezioni. . . . .	108
3.2	Differenti tipologie di sezione analizzate negli esperimenti di Krampf in cui sono evidenziati i lati soggetti ad aumento di temperatura. . . . .	108
3.3	Illustrazione dell'esposizione a incendio di una sezione in calcestruzzo su un solo lato. . . . .	111
3.4	Illustrazione della doppia esposizione a incendio di una sezione in calcestruzzo che in (a) evidenzia la direzione x (oppure y) e in (b) evidenzia la direzione z. . . . .	112
3.5	Sistema locale realizzato in corrispondenza di uno degli angoli della sezione. . . . .	113
3.6	Illustrazione grafica dell'esposizione a incendio su tre lati di una sezione di trave. . . . .	114
3.7	In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B01. . . . .	115
3.8	Sezioni con evidenziate le barre di armatura della Trave B01: (a) longitudinali; (b) trasversali. . . . .	116
3.9	Grafici di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura della Trave B01: (a) longitudinali; (b) trasversali. . . . .	116
3.10	Misura degli intervalli di temperatura dei grafici relativi alle armature contenute nella Trave B01: (a) longitudinali; (b) trasversali. . . . .	117

3.11	Rappresentazione grafica della valutazione degli intervalli di temperatura in caso di armatura longitudinale. . . . .	118
3.12	Tabella contenente i valori di temperatura delle armature longitudinali della Trave B01. . . . .	118
3.13	Diagramma finale temperatura-tempo delle barre longitudinali in B01. . . . .	119
3.14	Rappresentazione grafica della valutazione degli intervalli di temperatura in caso di armatura trasversale. . . . .	119
3.14	Tabella contenente i valori di temperatura delle armature trasversali della Trave B01: (a) Gruppo A; (b) Gruppo B. . . . .	120
3.15	Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B01. . . . .	121
3.16	In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B07. . . . .	121
3.17	Sezioni con evidenziate le barre di armatura della Trave B07: (a) longitudinali; (b) trasversali. . . . .	122
3.18	Grafici di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura della Trave B07: (a) longitudinali; (b) trasversali. . . . .	122
3.19	Diagramma finale temperatura-tempo delle barre longitudinali in B07. . . . .	123
3.20	Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B07. . . . .	124
3.21	In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B17. . . . .	124
3.22	Sezione con evidenziate le barre di armatura trasversali della Trave B17, i cui valori di temperatura sono valutati in corrispondenza dei pallini neri. . . . .	125
3.23	Grafico di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura trasversali della Trave B17. . . . .	126
3.24	Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B17. . . . .	126
3.25	Illustrazione della posizione delle armature longitudinali nella Trave B17. . . . .	127
3.26	In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B20. . . . .	129
3.27	Sezione con evidenziate le barre di armatura trasversali della Trave B20. . . . .	129

3.28	Grafico di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura trasversali della Trave B20. . . . .	130
3.29	Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B20. . . . .	130
3.30	Illustrazione della posizione delle armature longitudinali nella sezione della Trave B20. . . . .	132
3.31	In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B28. . . . .	134
3.32	Sezione con evidenziate le barre di armatura trasversali della Trave B28. . . . .	135
3.33	Grafico di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura trasversali della Trave B28. . . . .	135
3.34	Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B28. . . . .	136
3.35	Illustrazione della posizione delle armature longitudinali nella sezione della Trave B28. . . . .	137
3.36	Comparazione tra le temperature misurate da Krampf e quelle ricavate con le regole da normativa (EN) per le barre longitudinali. . . . .	139
3.37	Comparazione tra le temperature misurate da Krampf e quelle ricavate con le regole da normativa (EN) per le barre trasversali. . . . .	139
4.1	Valutazione del taglio resistente al variare della cotangente nell'ipotesi di membratura non compressa e armatura trasversale composta da sole staffe. . . . .	144
4.2	Illustrazione dell'andamento dei momenti all'aumentare della temperatura. . . . .	146
4.3	Illustrazione delle cerniere plastiche che si vengono a formare a seguito del raggiungimento dei momenti ultimi. . . . .	146
4.4	Illustrazione delle lettere che identificano i vertici della sezione della Trave B01. . . . .	148
4.5	Dimensionamento della sezione, inserimento delle barre e della lunghezza $L_0$ della Trave B01. . . . .	149
4.6	Proprietà dei materiali della Trave B01. . . . .	150
4.7	Trave B17. . . . .	160
4.8	Meccanismo di collasso associato alla Trave B17. . . . .	161
4.9	Trave B17. . . . .	167

4.10	Meccanismo di collasso associato alla Trave B20. . . . .	168
4.11	Sezione generica che pone in evidenza la distanza "a". . . . .	172
4.12	Illustrazione della possibilità di avere più strati di armatura nella parte di calcestruzzo tesa con riferimento al calcolo della distanza media $a_m$ . . . . .	173
4.13	Illustrazione delle possibili forme delle travi, utili all'applica- zione del metodo tabellare. . . . .	174
4.14	Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B01 con il metodo tabellare. . . . .	176
4.15	Tabella relativa alla trave isostatica B01 che permette l'appli- cazione del metodo tabellare. . . . .	176
4.16	Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B07 con il metodo tabellare. . . . .	177
4.17	Tabella relativa alla trave isostatica B01 che permette l'appli- cazione del metodo tabellare. . . . .	178
4.18	Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B17 con il metodo tabellare. . . . .	180
4.19	Tabella relativa alla trave iperstatica B17 che permette l'ap- plicazione del metodo tabellare. . . . .	181
4.20	Tabella relativa alla Trave B17 nella quale viene rilevata la resistenza a incendio della Trave 17 con un aumento del valore della larghezza di trave e spessore dell'anima. . . . .	181
4.21	Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B20 con il metodo tabellare. . . . .	182
4.22	Tabella relativa alla trave iperstatica B20 che permette l'ap- plicazione del metodo tabellare. . . . .	183
4.23	Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B28 con il metodo tabellare. . . . .	184
4.24	Tabella relativa alla trave iperstatica B28 che permette l'ap- plicazione del metodo tabellare. . . . .	184
4.25	Confronto tra i rapporti di taglio agente ottenuto sperimen- talmente e taglio resistente ( $t=0$ ). . . . .	187
4.26	Confronto tra i rapporti di taglio agente (ricavati da $M_{Ru}$ (-)) e taglio resistente ( $t=0$ ) per travi iperstatiche. . . . .	187
4.27	Confronto tra i rapporti di taglio resistente e taglio agente ottenuto sperimentalmente per travi isostatiche al tempo di collasso. . . . .	189

4.28	Confronto tra i rapporti di taglio agente (da $M_u(-)$ e $M_u(-)^*$ ) e taglio resistente nell'appoggio centrale delle travi iperstatiche al tempo di collasso. . . . .	190
4.29	Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione erosa) e quelli di taglio resistente, per una resistenza media dei materiali. . . . .	194
4.30	Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione intatta) e quelli di taglio resistente, per una resistenza media dei materiali. . . . .	195
4.31	Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione erosa) e quelli di taglio resistente, per una resistenza caratteristica dei materiali. . . . .	195
4.32	Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione intatta) e quelli di taglio resistente, per una resistenza caratteristica dei materiali. . . . .	196

# Elenco delle tabelle

1.1	Parametri coinvolti per la valutazione della resistenza al fuoco.	33
2.1	Dettagli relativi ai materiali contenuti nelle travi dalla B01 alla B14. . . . .	66
2.2	Dettagli relativi ai materiali contenuti nelle travi dalla B15 alla B28. . . . .	67
2.3	Caratteristiche di resistenza dell'armatura. . . . .	68
2.4	Proprietà relative alle travi dalla B01 alla B14. . . . .	69
2.5	Proprietà relative alle travi dalla B15 alla B28. . . . .	70
2.6	Illustrazione della quantità e del valore delle azioni agenti sulle travi dalla 1 alla 14. . . . .	71
2.7	Illustrazione della quantità e del valore delle azioni agenti sulle travi dalla 15 alla 28. . . . .	72
2.8	Punti della luce delle travi in cui vengono monitorati gli spostamenti. . . . .	78
2.9	Elenco delle azioni interne che interessano le travi oggetti di studio. . . . .	81
2.10	Elenco dei tempi e delle modalità di collasso degli campioni indagati. . . . .	82
3.1	Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo. . . . .	106
3.2	Caratteristiche di resistenza dell'armatura. . . . .	107
3.3	Spessore minimo degli elementi in calcestruzzo in base alla resistenza a incendio. . . . .	110
3.4	Tabella contenente i valori di temperatura ottenuti con il metodo semplificato applicato alle barre trasversali nella Trave B17. . . . .	127
3.5	Tabella contenente i valori di temperatura ottenuti con il metodo semplificato applicato alle barre longitudinali nella Trave B17.	128

3.6	Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre trasversali nella Trave B20 (Gruppo A).	131
3.7	Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre trasversali nella Trave B20 (Gruppo C).	132
3.8	Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre longitudinali nella Trave B20.	133
3.9	Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre trasversali nella Trave B28.	137
3.10	Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre longitudinali nella Trave B28.	138
4.1	Variazione della larghezza dell'anima della Trave B01.	151
4.2	Variazione del coefficiente $k_s$ al variare della temperatura e del tempo di incendio con riferimento al diametro $\varnothing 6$ delle staffe.	152
4.3	Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B01.	152
4.4	Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B01.	153
4.5	Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B07.	154
4.6	Calcolo della resistenza a flessione per la Trave B01.	155
4.7	Calcolo della resistenza a flessione per la Trave B07.	155
4.8	Variazione della larghezza dell'anima della Trave B17.	158
4.9	Variazione del coefficiente $k_s$ al variare della temperatura e del tempo con riferimento al diametro $\varnothing 8$ delle staffe.	158
4.10	Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B17.	159
4.11	Calcolo dell'aumento di taglio agente per redistribuzione del momento agente.	160
4.12	Calcolo del carico ultimo che crea un meccanismo di collasso nella Trave B17 nei vari tempi di incendio.	162

4.13	Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B20. . . . .	163
4.14	Calcolo dell'aumento di taglio agente per redistribuzione del momento agente. . . . .	165
4.15	Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B28. . . . .	166
4.16	Calcolo dell'aumento di taglio agente per redistribuzione del momento agente al tempo di collasso. . . . .	167
4.17	Calcolo del carico ultimo che crea un meccanismo di collasso nella Trave B20 nei vari tempi di incendio. . . . .	169
4.18	Calcolo del carico ultimo che crea un meccanismo di collasso nella Trave B28 nei vari tempi di incendio. . . . .	170
4.19	Tabella relativa alle travi in semplice appoggio. . . . .	175
4.20	Tabella relativa alle travi continue. . . . .	179
4.21	Aumento di valore della larghezza della trave e spessore dell'anima nel caso di travi "a doppia T" in calcestruzzo armato. . . . .	180
4.22	Elenco dei valori di resistenza al fuoco ottenuti dal metodo tabellare. . . . .	185
4.23	Confronto eseguito per travi isostatiche con resistenze medie dei materiali. . . . .	188
4.24	Confronto eseguito per travi isostatiche con resistenze caratteristiche dei materiali. . . . .	189
4.25	Confronto eseguito per travi iperstatiche con resistenze medie dei materiali. . . . .	191
4.26	Confronto eseguito per travi iperstatiche con resistenze caratteristiche dei materiali. . . . .	192
4.27	Elenco delle resistenze ad incendio dei campioni indagati. . . . .	197



# Capitolo 1

## Comportamento a taglio delle travi in c.a. a temperatura ambiente ed a temperature elevate

### 1.1 Definizione del taglio

Il taglio può essere definito come uno sforzo elementare a cui è soggetto un corpo, insieme agli sforzi di compressione, trazione, flessione e torsione. La sollecitazione provocata dalla forza di taglio viene chiamata sforzo tagliente. Se si considera un elemento, avente sezione definita, sul quale è applicata un'azione tagliente, essa sarà accompagnata da una distribuzione di tensioni tangenziali che provocheranno scorrimento trasversale.

É noto come la sollecitazione tagliente sia presente nella maggior parte degli elementi strutturali e che sia generalmente accompagnata dalla sollecitazione flessionale. Le formule matematiche di flessione e taglio sono correlate tra loro tramite la relazione di derivazione. Sono rari i casi in cui può verificarsi sollecitazione flettente in assenza di sollecitazione tagliente, possibile solo in caso di momento costante, ed altrettanto isolati sono i casi di taglio senza flessione, che si verificano per sezioni a momento nullo. Per questa ragione, sarebbe più corretto parlare di sollecitazione combinata di flessione e taglio. Come ampiamente descritto in [19], il collasso della trave avviene mediante "rottura per taglio" nei casi in cui, pur in presenza di entrambe le solleci-

tazioni nominate, la trave perviene a rottura senza che il momento flettente abbia raggiunto il suo valore ultimo per flessione pura, anche se il limite ultimo è in realtà governato dall'azione combinata di taglio e flessione.

La crisi dovuta a taglio può essere definita come una crisi fragile, in quanto essa porta a una riduzione della capacità flessionale della trave e ne limita la capacità di deformazione in campo post-elastico. Ciò accade in quanto il calcestruzzo è soggetto sia a azioni di compressione sia a azioni di trazione, nei confronti delle quali il calcestruzzo si dimostra fragile. Un collasso di questo tipo, essendo improvviso, risulta estremamente pericoloso; di conseguenza, occorre evitare che si verifichi utilizzando elementi che abbiano una resistenza a taglio maggiore di quella a flessione. Questo concetto riprende il principio di "gerarchia delle resistenze" per il quale una struttura può presentare diverse modalità di collasso ma si deve operare facendo in modo che quelle dotate di duttilità, capacità deformative e dissipative precedano sempre modalità di collasso fragile.

Per provvedere alla limitata capacità deformativa del calcestruzzo, quando soggetto a trazione, si dispongono delle armature trasversali (staffe e barre inclinate) che collaborano con il calcestruzzo per evitare una crisi di taglio brusca con repentine cadute di resistenza e senza segni premonitori.

### 1.1.1 Comportamento in campo elastico

La valutazione dello stato tensionale di elementi in calcestruzzo armato è possibile se si assumono come solidi omogenei e isotropi, aventi sezione trasversale interamente reagente, ossia con calcestruzzo dotato di resistenza a trazione non nulla.

La trattazione elastica del taglio negli elementi in c.a. è stata formulata in modo approssimato da Jourawsky. Egli formulò una teoria secondo la quale si può ottenere la tensione tangenziale esistente nella generica corda assunta costante e pari al valore medio, per mezzo dell'Eq. 1.1. Tale espressione dipende da  $S_x$ , momento statico rispetto al baricentro della parte di sezione  $A_c$  al di sopra della corda.

$$\tau_{z,y} = \frac{V_y \cdot S_x}{I_x \cdot b} \quad (1.1)$$

La relazione nell'Eq. 1.1, per sezioni aventi larghezza di corda  $b$  costante lungo l'altezza, è caratterizzata da una distribuzione di tensioni tangenziali

con valore massimo in corrispondenza del baricentro della sezione reagente, come illustrato in Figura 1.1 (a).

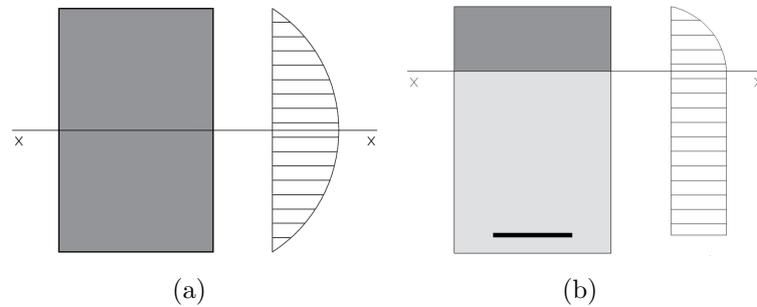
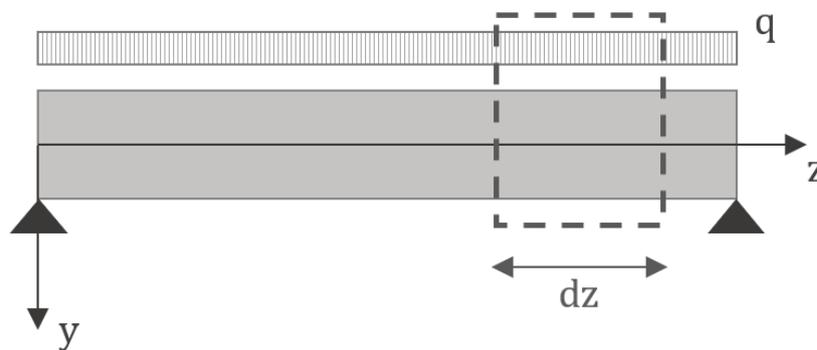
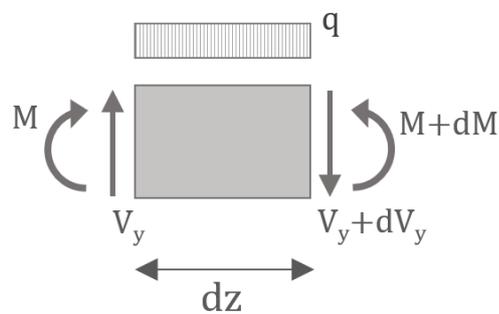


Figura 1.1: Distribuzione delle tensioni tangenziali nella sezione integra (a) e fessurata (b).

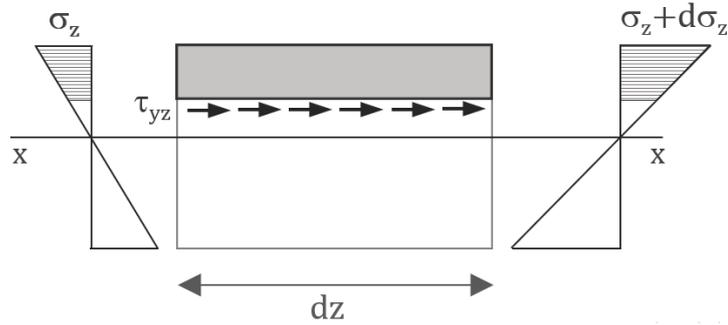
La teoria di Jourawsky da cui scaturisce l'Eq.1.1 può essere analizzata più in profondità con riferimento ad un concio di trave a sezione costante di lunghezza  $dz$ , illustrato nelle Figure 1.2 (a) e (b).



(a) Trave di riferimento



(b) Concio di trave



(c) Illustrazione tensioni normali e tangenziali

Figura 1.2: Visualizzazione delle condizioni di equilibrio di un concio di trave, estratto da un elemento di riferimento e raffigurazione delle tensioni presenti.

La tensione tangenziale risultante  $\tau_{z,y}$  proviene dall'equilibrio a traslazione lungo  $z$  della parte di concio posta sopra o sotto la corda, la cui espressione risultante è riportata nell'Eq. 1.2.

$$\int_{A_c} d\sigma_z dA = \tau_{yz} b dz \quad (1.2)$$

L'incognita di questa espressione (Eq. 1.2) è rappresentata dalla tensione normale  $\sigma_z$  della generica fibra (posta a distanza  $y$  dall'asse baricentrico), dal momento flettente  $M$  e dal momento di inerzia  $I_x$ , nuovamente riferito all'asse baricentrico.

Unendo i parametri appena elencati in una relazione si ha che  $d\sigma_z = dM \cdot y / I_x$ . Inoltre, nota l'espressione che lega momento e taglio,  $dM = V_y dz$ , queste ultime due formule possono essere unite all'Eq. 1.2 che risulterà quindi pari all'Eq. 1.3, coincidente con l'Eq. 1.1.

$$\tau_{yz} b = \frac{V_y}{I_x} \int_{A_c} y dA = \frac{V_y \cdot S_x}{I_x} \quad (1.3)$$

Per le sezioni in cemento armato fessurate si possono pensare di estendere la validità dell'Eq.1.1 alla sezione reagente omogeneizzata, cioè formata da calcestruzzo compresso e dalle armature opportunamente omogeneizzate per mezzo del coefficiente  $n$ , detto infatti "di omogeneizzazione".

Applicando la teoria di Jourawski a questa sezione si ottiene l'andamento riportato in Figura 1.1 (b). Il valore massimo della  $\tau$  è raggiunto ancora nel baricentro (asse neutro) della sezione reagente ed è nuovamente fornito

dall'Eq. 1.1, tenendo conto che il braccio delle forze interne è  $z = I_x/S_x$ , pari circa a  $0.9 \cdot d$  (dove  $d$  è pari all'altezza utile della sezione).

Il braccio della coppia interna  $z$ , spesso chiamato  $d^*$ , riferito alle sezioni rettangolari può assumere diversi valori:

- Nel caso di sezioni di solo calcestruzzo interamente reagente:  $z = (2/3)h$ , con  $h$  altezza geometrica della sezione;
- Nel caso di sezioni in c.a. parzializzate, si distinguono la fase elastica (per la quale  $z = (d - x)/3$ ) e la fase non lineare, più complessa, ma entrambe riconducibili all'approssimazione  $d \cong 0.9 \cdot d$ .

Una volta descritti questi dettagli a livello sezionale, si può estendere queste considerazioni all'intero elemento, soggetto a carico uniformemente distribuito  $q$ , visibile in Figura 1.2 (a).

La sezione della trave oggetto di studio potrebbe risultare interamente reagente o caratterizzata dalla parzializzazione del calcestruzzo. Il primo caso si verifica quando il carico esterno ha valori piccoli, non tali da violare la resistenza a trazione del materiale. Il taglio e il momento flettente sono quindi equilibrati da un sistema di tensioni normali  $\sigma$  che si sviluppa lungo le direzioni principali, individuabili mediante le linee isostatiche, di trazione e compressione, tra loro ortogonali (raffigurate in [3]).

Rimanendo nuovamente nell'ipotesi di sezione interamente reagente (Figura 1.1 (a)), è noto come l'asse baricentrico coincida con l'asse neutro, in corrispondenza del quale l'inclinazione di entrambe le linee isostatiche è di  $45^\circ$ .

Se le uniche tensioni agenti fossero quelle tangenziali  $\tau$  si potrebbe giungere ad uno stato tensionale detto di taglio puro. Al contrario, se nella parte compressa si verificasse la coesistenza dei due tipi di tensione (normale  $\sigma$  e tangenziale  $\tau$ ), sopra all'asse baricentrico si ridurrebbe l'inclinazione delle isostatiche di compressione, viceversa sotto all'asse baricentrico.

La sezione diventa parzializzata rispetto al calcestruzzo, nell'attimo in cui si formano fessure, ossia quando le tensioni principali di trazione superano il valore limite di resistenza a trazione del calcestruzzo. In queste condizioni, l'asse baricentrico, ossia l'asse neutro, non coincide con l'asse geometrico della sezione, ma rimane al di sopra di quest'ultimo. Nella zona sottostante all'asse neutro vi è, quindi, una parte di sezione non reagente a trazione che si coniuga in uno stato tensionale unicamente tangenziale  $\tau_{zy}$ . Come già specificato, questa circostanza equivale ad uno stato tensionale di taglio

puro, in cui si evidenzieranno isostatiche di compressione con inclinazione pari a  $45^\circ$ . La sezione, in corrispondenza di queste isostatiche, evidenzierà la localizzazione delle fessure.

### 1.1.2 Travi prive di armatura a taglio

Nel momento in cui si applica un carico verticale sulla trave si avvia un meccanismo resistente a taglio che fa affidamento sulla resistenza dei materiali che lo compongono. La capacità a taglio di travi armate longitudinalmente si riferisce a due meccanismi principali:

- Meccanismo a trave;
- Meccanismo ad arco.

Entrambi i meccanismi sono descritti in dettaglio in [3] ed entrambi sperimentano l'apertura di fessure, verticali nelle zone caratterizzate da regime flessionale e inclinate a  $45^\circ$  nelle parti in cui il taglio è massimo. Inoltre è importante notare che, spesso, precedentemente all'analisi delle tensioni principali, possono comparire fessure inclinate; questo fenomeno può essere dovuto ai fenomeni di ritiro e alla redistribuzione dello sforzo di taglio successivo all'insorgere di fessure di origine flessionale.

#### Meccanismo a trave

Nel meccanismo a trave, la zona tesa dell'elemento viene divisa dalle fessure in blocchi. I singoli denti possono schematizzarsi come mensole incastrate, superiormente, nel corrente compresso della trave ed, inferiormente, collegati all'armatura longitudinale tesa, sollecitata dall'azione di scorrimento  $Q$  ( $= \Delta T$ ), a formare un meccanismo resistente a "pettine".

L'azione della forza di scorrimento viene indotta dalla variazione dello sforzo di trazione nell'armatura longitudinale per effetto della variazione del momento  $\Delta M$  collegato al taglio mediante l'Eq. 1.4 (con  $z$  pari alla lunghezza di un tratto di trave).

$$Q = \Delta T = \frac{\Delta M}{z} = \frac{V \cdot \Delta z}{z} \quad (1.4)$$

Come illustrato in Figura 1.3 (a), dall'elemento trave soggetto ad effetto "pettine", è possibile estrarre un singolo blocco (Figura 1.3 (b)), sul quale verranno evidenziate varie azioni che, insieme, consentono al singolo dente

di mantenere l'equilibrio. Le forze che contrastano la forza di scorrimento  $Q$  sono:

- $V_{in}$ : Resistenza della parte di sezione incastrata;
- $V_{ai}$ : Azioni di interfaccia presenti sulla fessura;
- $V_d$ : Azioni di spinotto delle barre longitudinali in presenza di fessura.

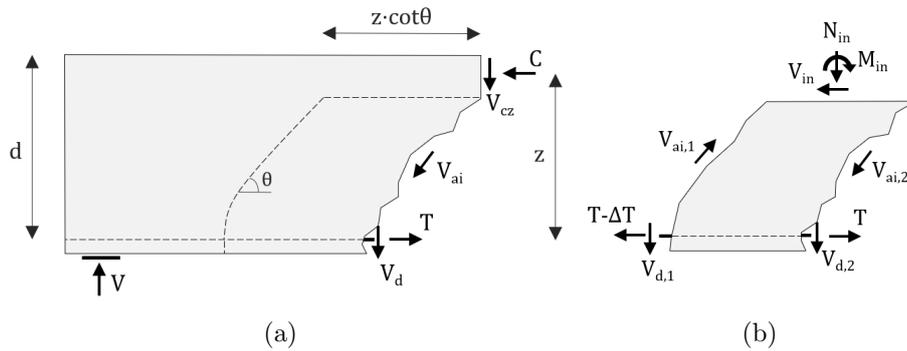


Figura 1.3: Contributi resistenti a taglio nel meccanismo a pettine.

Di nuovo, osservando la Figura 1.3 (b), è semplice notare come la superficie della fessura non sia liscia, ma, al contrario, sia abbastanza scabra a causa della presenza degli inerti. Grazie alla loro presenza di questi materiali si realizza un trasferimento dell'azione di taglio all'interfaccia della fessura e l'opposizione allo scorrimento relativo dei due conci di trave è attribuito all'azione  $V_{ai}$ .

A questa forza, in contrasto con l'azione di scorrimento  $Q$ , si somma l'effetto spinotto che, invece, dipende dall'armatura longitudinale. La resistenza a taglio dell'elemento aumenta inserendo armatura longitudinale di dimensioni più elevate che contribuisce alla limitazione dell'apertura delle fessure, contrastata, seppur leggermente, anche dalla resistenza a trazione del copriferro in calcestruzzo.

Non presente direttamente sul singolo blocco, in quanto non dipendente dalla presenza di fessure, ma visibile sull'elemento trave in Figura 1.3 (a), è l'azione  $V_{cz}$ . Essa è la risultante delle tensioni tangenziali presenti nel calcestruzzo della zona compressa non fessurata ed è connessa alla profondità dell'asse neutro che diventa sempre più impattante se è presente uno sforzo di tipo assiale.

## Meccanismo ad arco

Un meccanismo di rottura alternativo a quello a pettine è il meccanismo "ad arco" ([15]) che permette alla trave di resistere agli sforzi agenti nonostante i denti del meccanismo a pettine abbiano ceduto per trazione in corrispondenza della sezione di incastro al corrente superiore. Tale meccanismo dipende da parametri dimensionali della trave, illustrati in Figura 1.4, quali:

- La distanza  $a$  tra l'appoggio e la sezione avente taglio nullo;
- L'altezza utile della sezione  $d$ .

Queste quantità geometriche rientrano nel rapporto  $a/d$  la cui diminuzione porta ad un incremento del meccanismo ad arco.

Questo processo consiste sostanzialmente nella trasmissione di una parte del taglio agli appoggi per mezzo di sforzi inclinati di compressione, significativi quando  $\frac{a}{d} \leq 2.5$ .

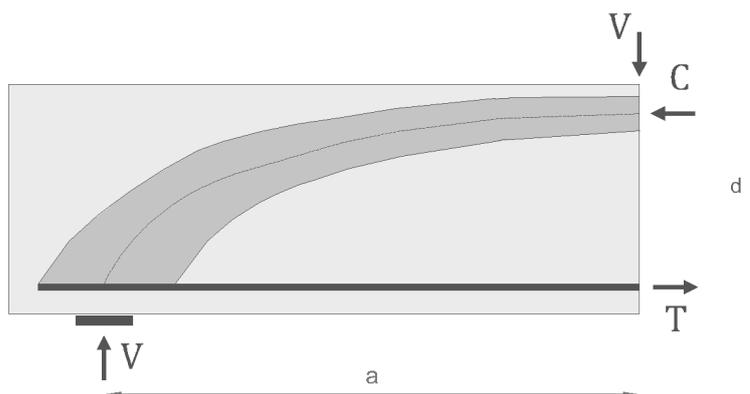


Figura 1.4: Meccanismo ad arco su una porzione di trave e parametri  $a$  e  $d$ .

## Altre considerazioni

Una volta chiariti i dettagli sui menzionati meccanismi resistenti a taglio, è importante notare la correlazione, basata su dati sperimentali, di tali meccanismi con svariati parametri. Prima tra questi la resistenza a compressione del calcestruzzo che, aumentando, crea un aumento di resistenza a taglio. Secondo, ma non per importanza, l'effetto scala che evidenzia una diminuzione della resistenza a taglio all'aumentare dell'altezza della sezione.

Inoltre, come già specificato, la resistenza a taglio viene influenzata dalla presenza di sforzo assiale.

### 1.1.3 Travi con armatura a taglio

L'armatura a taglio è rappresentata da barre disposte trasversalmente che permettono un aumento della capacità portante creando un ulteriore collegamento tra i singoli blocchi che compongono il "modello a pettine" descritto per il meccanismo a trave.

Tra le diverse azioni precedentemente analizzate si hanno quelle di spinotto, di interfaccia e la risultante delle tensioni tangenziali presenti nella zona compressa del calcestruzzo. Con l'inserimento di armatura a taglio si verifica un incremento dell'effetto spinotto, mediante un'azione di vincolo sull'armatura longitudinale, un aumento dell'effetto dell'ingranamento, grazie alla limitazione dell'apertura delle fessure diagonali, ed un miglioramento della resistenza a compressione nelle zone in cui è localizzato l'effetto ad arco.

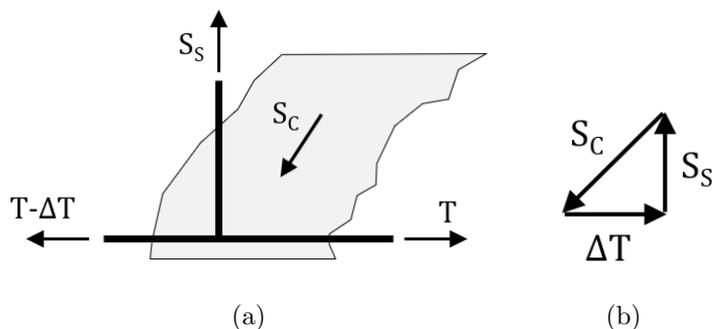


Figura 1.5: Sistema puntone e tirante.

Ponendo le barre trasversalmente, viene creato un modello "a traliccio", illustrato in Figura 1.5, nel quale la forza di scorrimento  $Q$  è equilibrata da un'azione di trazione (tirante) che insorge nelle armature trasversali e da un'azione di compressione (puntone) collocata nel singolo blocco del modello a pettine.

#### Traliccio di Ritter-Mörsch

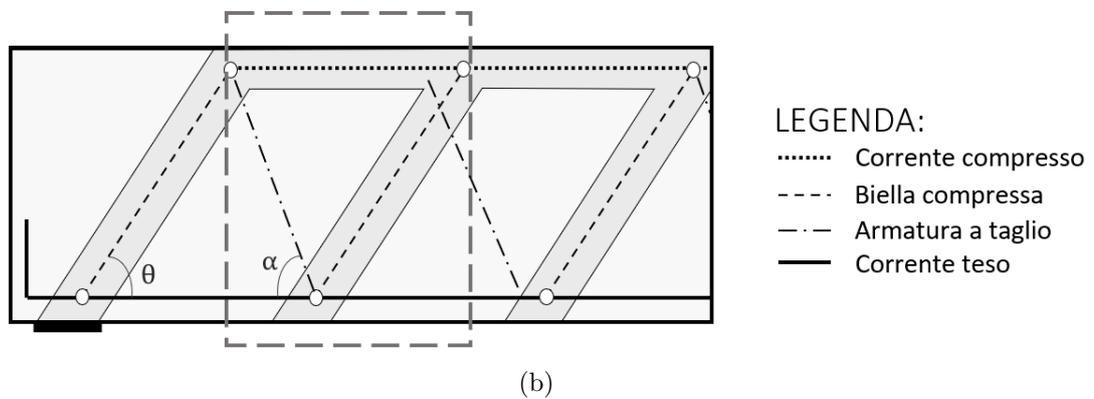
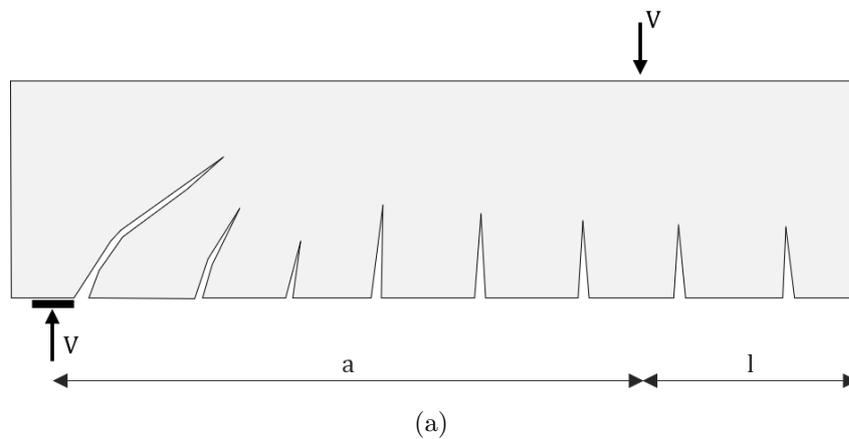
Il meccanismo ideato da Ritter e Mörsch [22] è un modello isostatico che permette di calcolare la resistenza a taglio delle travi in campo elastico

lineare.

Gli studiosi valutarono la possibilità di intuire il comportamento della trave in calcestruzzo armato solamente visionando l'intero quadro fessurativo dell'elemento, concettualmente simile a quello raffigurato in Figura 1.5 (a). Il traliccio è composto da una struttura reticolare ideale costituita da:

- Corrente compresso, rappresentato dal calcestruzzo reagente a compressione e delimitato inferiormente dall'asse neutro;
- Corrente teso, costituito dall'armatura metallica reagente a trazione;
- Aste diagonali composte da conci singoli in calcestruzzo delimitati da fessure inclinate di un angolo  $\theta = 45^\circ$ ;

In aggiunta vi sono le armature trasversali, inclinate con angolo  $\alpha$ , ossia le staffe e/o i ferri piegati distribuiti lungo la trave (Figura 1.5 (b)).



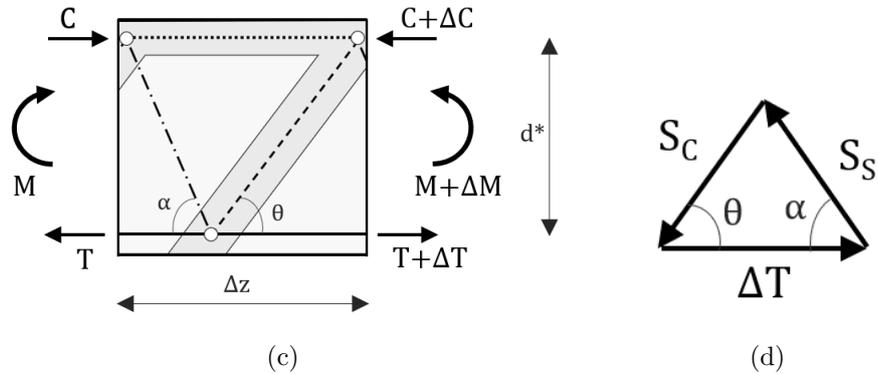


Figura 1.5: Meccanismo resistente a taglio nel caso di travi armate: (a) quadro fessurativo, (b) Trave reticolare ideale, (c) Singolo blocco estratto dalla trave reticolare ideale, (d) Azioni principali in funzione di  $Q (= \Delta T)$ .

Nel modello a traliccio i diversi elementi sono da intendersi come bielle vincolate agli estremi mediante cerniere in modo che il loro funzionamento coinvolga solamente la resistenza assiale [22].

In Figura 1.5 (b) sono illustrati i diversi elementi che compongono il traliccio di Ritter-Mörsch e, estraendo una singola parte di tale trave (Figura 1.5 (c)), si possono distinguere le azioni di trazione  $S_S$  e di compressione  $S_C$  dipendenti, come visibile in Figura 1.5 (d) dalla forza  $Q$ .

Ne conseguono le definizioni riportate nell'Eq. 1.5 e nel sistema di Eq. 1.6.

$$Q = \Delta C = \Delta T = \frac{\Delta M}{d^*} = \frac{V \cdot \Delta z}{d^*} \quad (1.5)$$

$$\begin{cases} S_C = Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)} \\ S_S = Q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)} \end{cases} \quad (1.6)$$

Le espressioni presenti nel sistema di Eq. 1.6 assumono varie forme, in base al valore  $\alpha$  scelto;  $\theta$  invece viene assunto pari a  $45^\circ$  per il modello di Ritter-Mörsch.

Nel caso in cui:

- $\alpha = 90^\circ$ , ossia quando l'armatura trasversale è rappresentata dalle sole staffe:

$$\begin{cases} S_C = Q \cdot \sqrt{2} \\ S_S = Q \end{cases} \quad (1.7)$$

- $\alpha = 45^\circ$ , utilizzando solamente ferri sagomati, il contributo del diagonale compresso e di quello teso diventano equivalenti e pari a:

$$S_C = S_S = \frac{Q \cdot \sqrt{2}}{2} \quad (1.8)$$

Conoscendo, quindi, l'espressione dell'azione  $Q$  (Eq. 1.5) ed essendo note le formule di  $S_C$  e  $S_S$  (riportate nell'Eq.1.6) si calcola il taglio nel puntone compresso e nell'armatura trasversale, per mezzo del sistema di equazioni contrassegnato come Eq. 1.9.

$$\begin{cases} V_C = S_C \cdot \frac{(1+\cot \alpha)}{\sqrt{2}} \cdot \frac{d^*}{\Delta z} \\ V_S = S_S \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \frac{d^*}{\Delta z} \end{cases} \quad (1.9)$$

I limiti di questo meccanismo risiedono nell'aver trascurato i contributi a taglio sopportati dalla zona compressa ( $V_{cz}$ ), dall'ingranamento degli inerti ( $V_{ai}$ ) e dall'effetto spinotto ( $V_d$ ). Questi contributi resistenti insiti nel calcestruzzo possono essere considerati in via approssimata nel procedimento ma, in realtà, la giusta via consisterebbe nell'evitare di considerare un'inclinazione  $\theta$  di  $45^\circ$  delle bielle compresse; considerando quindi una variazione nell'andamento delle isostatiche di compressione.

### Traliccio a inclinazione variabile

È provato sperimentalmente che l'insorgenza di meccanismi resistenti nel calcestruzzo conseguono alla presenza di isostatiche di compressione inclinate, rispetto all'asse geometrico dell'elemento, di un valore inferiore a  $45^\circ$ .

L'inclinazione delle armature trasversali è il risultato del reale comportamento a rottura dell'elemento strutturale, dipendente dalle condizioni di carico e dai dettagli costruttivi.

Questo modello è spiegato in modo completo in [3] e si concentra, in un primo momento, sulla valutazione delle bielle compresse che compongono l'elemento trave. Tali parti sono soggette a tensioni principali di compressione  $\sigma_c$  agenti su uno spessore  $t = \Delta z \cdot \sin \theta$ , come visibile in Figura 1.6 e per questa maglia valgono nuovamente le Eq. 1.5 e 1.6 (1), ossia le espressioni che definiscono  $Q$  e  $S_C$ .

Il valore limite per compressione della biella compressa si verifica nel momento in cui l'azione  $S_C$  coincide con  $S_{cd}$  (Eq.1.10).

$$S_{cd} = b \cdot t \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \quad (1.10)$$

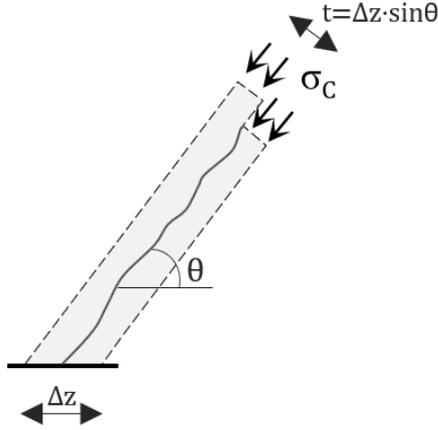


Figura 1.6: Blocco elementare raffigurante una biella compressa.

Tale espressione dipende da:

- $b$ , larghezza della sezione;
- $t$ , spessore della biella compressa;
- $\alpha_c$ , parametro dipendente dall'esistenza di uno sforzo assiale di compressione ed il cui valore varia in base alla tensione media di compressione della sezione  $\sigma_{cd}$ ;
- $\nu$ , coefficiente che riduce la resistenza del calcestruzzo compresso della biella.

Quindi, avendo imposto la coincidenza tra  $S_C$  e  $S_{cd}$ , è semplice ricavare il taglio  $V_{Rcd}$  per cui si verifica la crisi della biella compressa (Eq. 1.11).

$$V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{\sin \theta \cdot \sin(\alpha + \theta)}{\sin \alpha} \quad (1.11)$$

L'Eq. 1.11, in presenza di sole staffe ( $\alpha = 45^\circ$ ) si trasforma nell'Eq. 1.12.

$$V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (1.12)$$

Seguendo lo stesso procedimento, ma riferendosi all'armatura trasversale, si impone la coincidenza tra lo sforzo assorbito dall'armatura trasversale (Eq. 1.6 (2)) ed il valore limite  $S_{sd}$ , illustrato nell'Eq. 1.13, direttamente proporzionale alla quantità di armatura concentrata nel tratto  $\Delta z$ .

$$S_{sd} = \Omega_{sw} \cdot f_{yd} \quad \text{con} \quad \Omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot \Delta z}{s} \quad (1.13)$$

Dall'uguaglianza si ricava quindi l'espressione illustrata nell'Eq. 1.14:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_y \cdot \frac{d^*}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (1.14)$$

L'Eq. 1.14, in presenza di sole staffe ( $\alpha = 90^\circ$ ) si trasforma nell'Eq. 1.15:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \cot \theta \quad (1.15)$$

In aggiunta, è importante precisare che se l'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse aumenta, si verifica una diminuzione della resistenza delle armature trasversali.

Le normative impongono un intervallo di valori di  $\theta$ , rispetto all'asse della trave precisata nell'Eq. 1.16.

$$21.81^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad \text{ossia} \quad 2.5 \geq \cot \theta \geq 1 \quad (1.16)$$

In conclusione, la resistenza a taglio di una trave armata è pari al valore inferiore tra la resistenza a taglio-comprensione  $V_{Rsd}$  e quella a taglio-trazione  $V_{Rcd}$ .

Avendo chiari i concetti precedenti, va considerata la possibilità di una crisi combinata. Se essa si verificasse, sarebbe opportuno adimensionalizzare  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$  dividendo Eq. 1.11 e Eq. 1.14 per  $b \cdot d^* \cdot \sigma_{cd}$ , ottenendo rispettivamente  $t_{Rsd}$  e  $t_{Rcd}$ .

Imponendo l'uguaglianza di queste espressioni, individuando la percentuale meccanica di armatura trasversale con  $\omega_{sw} = (A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b \cdot s \cdot \sigma_{cd})$  e considerando il caso di armatura trasversale rappresentata da sole staffe si ottiene l'espressione contrassegnata come Eq. 1.17.

$$\nu \cdot \alpha_c \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = \omega_{sw} \cdot \cot \theta \quad (1.17)$$

L'Eq. 1.17 evidenzia quindi il valore di  $\cot \theta$  (Eq. 1.18) per il quale si ha  $t_{Rsd} = t_{Rcd}$ .

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad (1.18)$$

## 1.2 Il fuoco

### 1.2.1 L'incendio e le sue fasi

Molte strutture sono a rischio incendio. Per questo motivo una buona progettazione antincendio dovrebbe essere presa in considerazione ogni qual volta prende vita una struttura. Il fuoco, per gli elementi strutturali, rappresenta una delle situazioni più critiche che va progettata adeguatamente, visto che, quando le altre misure per contenere il fuoco vengono meno, l'integrità strutturale è l'ultima linea di difesa.

Per incendio [2] si intende la variazione della temperatura in funzione del tempo, a cui consegue l'emissione di energia termica e ripercussioni su persone e beni (contenuti nell'edificio, l'opera stessa e le costruzioni vicine). Lo sviluppo delle fiamme e l'aumento della temperatura producono effetti non desiderati alle opere quali fessurazioni, diminuzione della resistenza e del limite elastico, possibile instabilizzazione delle barre di armatura e incremento della deformazione.

Nell'ambito della sicurezza contro gli incendi assumono un ruolo di particolare importanza gli Eurocodici e, in particolare, l'EN 1992-1-2. Gli obiettivi generali [2] degli Eurocodici sono la tutela della vita umana e la protezione dei relativi beni mediante:

- La conoscenza del fenomeno d'incendio;
- La predisposizione di strategie per limitarne la crescita e lo sviluppo;
- La previsione degli effetti sulla struttura in caso di incendio;
- La definizione di requisiti da attribuire alle costruzioni.

Contrastare incendi di dimensioni enormi è impossibile, ma è possibile imporre misure di prevenzione, da perseguire per garantire un adeguato livello di sicurezza della costruzione in caso di incendio. Esistono principalmente due tipi di protezione: attiva e passiva (visibili in Figura 1.7). Le misure di protezione attiva si basano sul monitoraggio delle condizioni interne dell'edificio e sulla presenza di accorgimenti che permettano l'estinzione dell'incendio (i sistemi di rivelazione e segnalazione incendi, i sistemi di spegnimento automatici o manuali, i sistemi di controllo dei fumi e del calore). Le misure di protezione passiva, invece, si basano sulla ricerca di materiali che posseggano adeguate caratteristiche di reazione e resistenza al fuoco, per garantire l'integrità strutturale ed evitare l'accrescere del carico d'incendio (distanze di sicurezza, la reazione al fuoco, la compartimentazione ed in genere i requisiti

R, E, I, EI, M, W codificati nell'all.to A del D.M. 16 febbraio 2007 o nel capitolo S.2 del D.M. 3 agosto 2015).

Uno dei modelli più noti e ricorrenti per rappresentare il fenomeno di incendio è la curva T-t, temperatura media – tempo, che viene utilizzata per descrivere la successione delle fasi significative di un incendio in ambiente confinato (compartimento). Questo tipo di rappresentazione ha valore prescrittivo ed è poco rappresentativa di ciò che avviene effettivamente nel compartimento, ma è utile per capire le diverse fasi che si susseguono in un incendio.

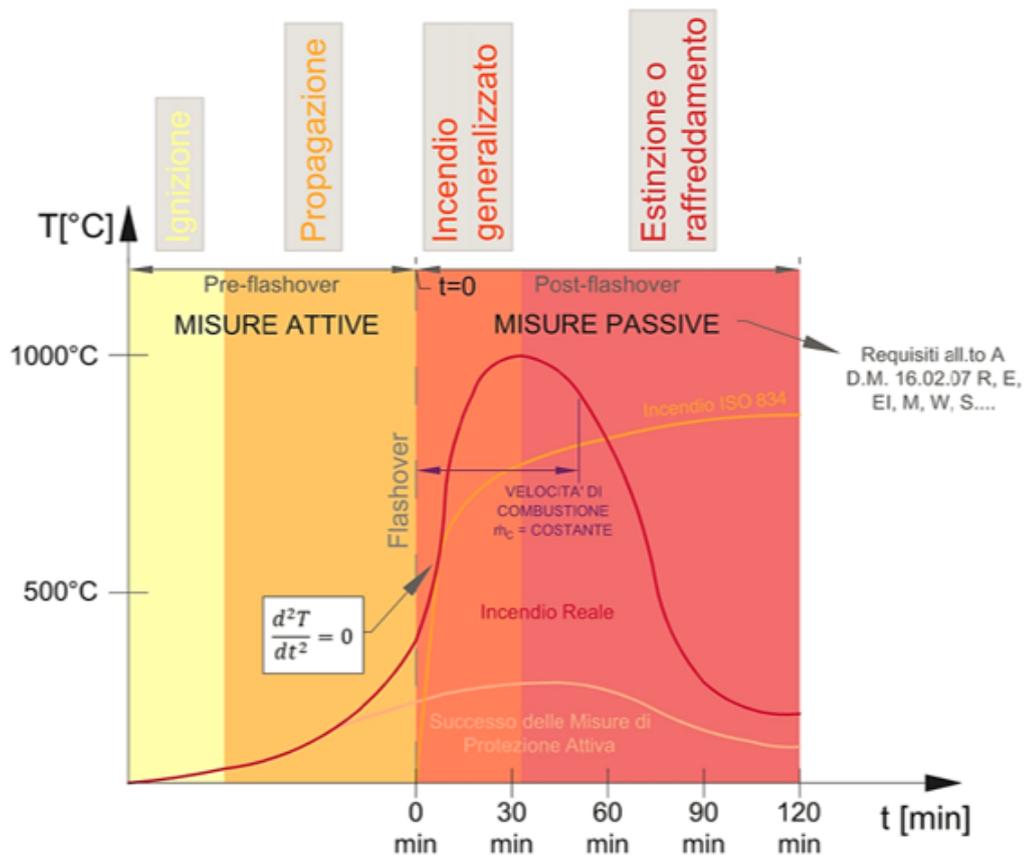


Figura 1.7: Andamento qualitativo della temperatura  $T$  in funzione del tempo  $t$  nelle varie fasi dell'incendio in ambiente confinato (compartimento) e rappresentazione della curva  $T-t$  post flashover ISO 834.

Nella Figura 1.7, ricreata sulla base del grafico contenuto in [8], è possibile individuare quattro fasi principali in funzione della temperatura nella zona interessata ed in funzione del tempo. Tali periodi vengono descritti con precisione in [2] ed elencati qui di seguito:

- Ignizione: fase iniziale dell'incendio che si verifica quando uno o più oggetti combustibili vengono a contatto con una sorgente di calore. In questo periodo la temperatura cresce lentamente con andamento quasi lineare. La probabilità che accada tale evento può essere minimizzata operando sulla configurazione dell'edificio, sulla scelta dei materiali e sul loro utilizzo;
- Propagazione: l'incendio coinvolge i combustibili gassosi e poi si propaga sempre più velocemente a tutti i prodotti combustibili. La quantità di calore generata rende i fenomeni di dispersione quasi trascurabili e tutta l'umidità residua viene eliminata molto velocemente. Tra questa fase e la successiva vi è il punto di passaggio tra la fase di combustione e di fiamma a quella di incendio: il flashover;
- Incendio generalizzato: l'incendio si estende a tutti i materiali combustibili presenti e la temperatura sale ulteriormente a causa della grande quantità di calore prodotta. La dispersione nell'ambiente è ormai limitata, mentre si ha una forte trasmissione di calore verso l'esterno per l'alta temperatura raggiunta dai divisori quali pareti e soffitti. Questa fase comporta, di solito, il raggiungimento di temperature superiori, anche di molto, a 900°C. L'incremento si verifica in maniera costante fino al raggiungimento di un equilibrio termico fra ambiente interno, coinvolto nell'incendio, ed ambiente esterno. Questa è la fase che comporta i maggiori rischi in quanto si può verificare il danneggiamento o il collasso delle strutture coinvolte. In aggiunta, è possibile che l'incendio venga trasmesso a zone limitrofe a causa delle fiamme che possono uscire dalle aperture e a causa di scintille e parti incandescenti che, trasportate dal vento, possono attaccare nuovi combustibili;
- Estinzione o raffreddamento: gli effetti dell'incendio diminuiscono a causa del consumo progressivo dei materiali combustibili e assume importanza la dispersione (attraverso pareti ed aperture). Le temperature regrediscono dapprima lentamente, poi sempre più velocemente fino a 200-300°C, non tanto a causa della presenza di materiale combustibile, ma per l'effetto radiante delle superfici calde.

Tra tutte le fasi che caratterizzano la curva temperatura-tempi, è importante soffermarsi sulla conclusione della fase di propagazione, a seguito della quale, viene raggiunta una temperatura convenzionale di circa 500°C – 600°C e si verifica il flashover. Questo fenomeno assume il significato di punto oltre il quale l'incendio è completamente sviluppato ed esteso a tutto il compartimento.

Successivamente al raggiungimento del punto di flashover la temperatura aumenta molto rapidamente, con un tratto di velocità di combustione costante  $\dot{m}_C = d\dot{m}_C/dt$ , fino a raggiungere il suo valore massimo.

Il flashover rappresenta il confine di separazione tra l'applicazione delle misure di protezione attiva e quelle di protezione passiva, esposte precedentemente.

Le misure di protezione passiva devono garantire le loro prestazioni per un tempo misurato a partire dal verificarsi del flashover. Ciò può essere analizzato servendosi della curva di incendio ISO 834. Essa è una curva temperatura-tempo T-t post flashover impiegata convenzionalmente per misurare, testare e codificare, a livello internazionale, proprio i requisiti passivi dei prodotti e degli elementi costruttivi. La curva ISO 834, viene usata per descrivere gli incendi convenzionali e viene descritta dall'espressione riportata nell'Eq.1.19:

$$T = 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (1.19)$$

In cui  $t$  rappresenta il tempo di esposizione espresso in minuti,  $T_0$  la temperatura iniziale (di solito pari a 20°C) e  $T$  rappresenta la temperatura dell'ambiente al tempo  $t$ . Tale curva ha il pregio di essere generica e quindi applicabile in ogni circostanza ed allo stesso tempo appare cautelativa, in quanto non tiene conto della diminuzione di temperatura che inevitabilmente si verifica, nel caso degli incendi reali, per esaurimento del combustibile o per insufficienza di ventilazione.

Nella Figura 1.7 viene evidenziato anche il successo delle misure di protezione attiva in termini di contenimento della temperatura. È importante che tali misure vengano applicate molto prima del flashover, anche nei primi istanti successivi all'innesco. Dopo il flashover l'incendio sviluppa, infatti, potenze termiche difficilmente controllabili.

## 1.2.2 Resistenza e reazione al fuoco

La resistenza e la resistenza al fuoco sono due aspetti molto diversi da perseguire per garantire un adeguato livello di sicurezza in caso di incendio.

### Resistenza al fuoco

Per quanto concerne la resistenza al fuoco, essa riguarda la capacità portante in caso di incendio, per una struttura, per una parte di struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto

all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali (come muri e solai) che non strutturali (come porte e tramezzi).

I principali parametri per la valutazione della resistenza al fuoco sono:

- la resistenza “R” che rappresenta l’attitudine di una struttura a conservare la propria capacità portante anche in caso d’incendio;
- l’ermeticità “E” che rappresenta l’attitudine da parte di una struttura e dei suoi elementi di contorno, a non lasciar passare né produrre fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto, cosicché la struttura mantenga il suo requisito di integrità per il tempo di durata dell’incendio;
- l’isolamento termico “I” che rappresenta l’attitudine a ridurre la trasmissione del calore sulla faccia non esposta all’incendio.

Ad essi si aggiungono anche i parametri relativi al livello di radiazione termica (W), alla deformabilità ed alla resistenza all’impatto (M), come specificato in [2]. In particolare, le grandezze si combinano con le modalità in Tabella 1.1.

		REI	RE	R
Elemento costruttivo che conserva per un tempo determinato:	Resistenza meccanica	X	X	X
	Tenuta alle fiamme ed ai gas caldi	X	X	
	Isolamento termico	X		

*Tabella 1.1: Parametri coinvolti per la valutazione della resistenza al fuoco.*

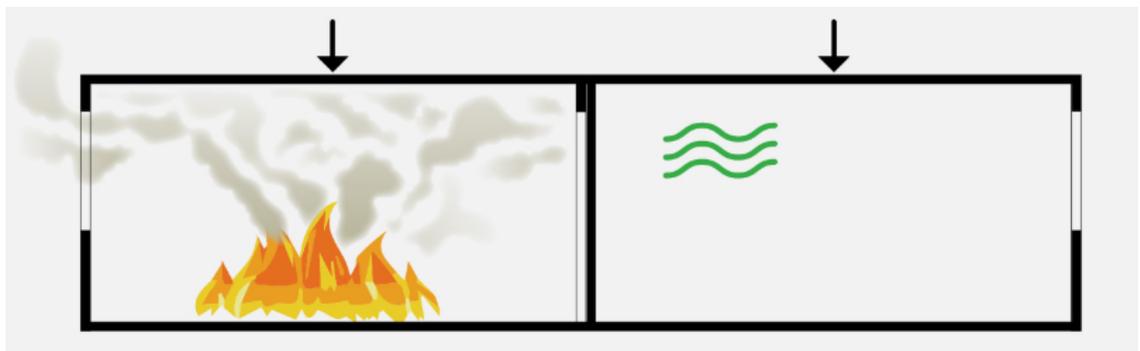
Ogni simbolo (R, RE o REI) è seguito da un numero n, con il quale si indica la classe di resistenza al fuoco, calcolata e commisurata al carico di incendio specifico di progetto caratterizzante il compartimento analizzato. Le classi di resistenza al fuoco sono: 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360, ed esprimono il tempo, in minuti primi di esposizione alla curva nominale ISO 834, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita [16].

Come precisato in [18], con il simbolo R è, quindi, possibile identificare un elemento costruttivo che deve conservare la sola stabilità, in caso di incendio. Un esempio è rappresentato da un pilastro o da una trave isolati, come in Figura 1.8 ([18]).



*Figura 1.8: Rappresentazione grafica del significato del simbolo "R".*

Con il simbolo RE, invece, si identifica la conservazione nell'elemento costruttivo sia della stabilità che della tenuta. Un esempio può essere rappresentato da un muro o da un solaio avente funzione di separazione e per il quale non è necessario limitare l'incremento di temperatura sulla faccia dell'elemento non esposta all'incendio (Figura 1.9 [18]).



*Figura 1.9: Rappresentazione grafica del significato del simbolo "RE".*

Con il simbolo REI si identifica un elemento costruttivo che deve conservare, oltre a stabilità e tenuta, anche l'isolamento. L'esempio, per questo tipo di elementi, è simile al precedente, ma con la premura di limitare l'incremento di temperatura sulla faccia non esposta all'incendio (Figura 1.10 [18]).

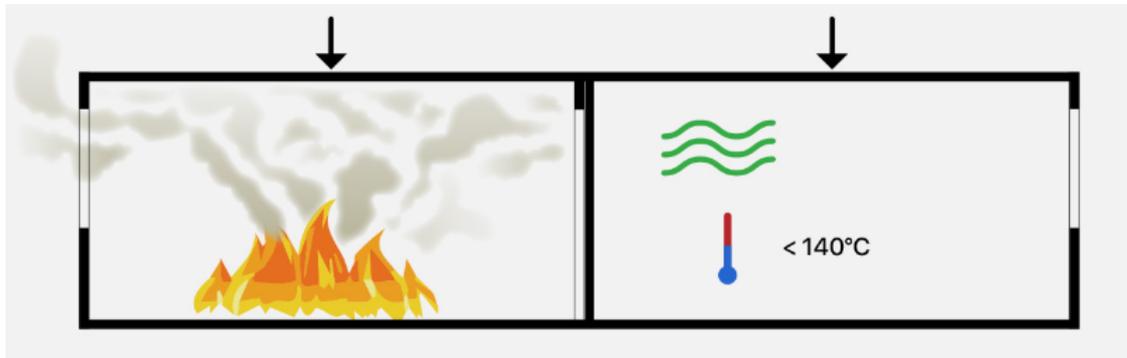


Figura 1.10: Rappresentazione grafica del significato del simbolo "REI".

## Reazione al fuoco

La reazione al fuoco di un materiale rappresenta il grado di partecipazione del materiale stesso all'incendio al quale è sottoposto. In base al modo in cui si decompone, esso può successivamente alimentare o meno il fuoco al quale è esposto, partecipando così all'incendio. Questo parametro si riferisce ai materiali da costruzione e serve per caratterizzare anche i materiali di rifinitura e rivestimento, estendendosi agli articoli di arredamento ed ai tessuti in generale.

In Italia, il Decreto Ministeriale del 26 giugno 1984 (modificato nel 2001) regola la classificazione della reazione al fuoco e l'omologazione dei materiali ai fini della prevenzione incendi ([16]). I materiali sono assegnati alle classi 0, 1, 2, 3, 4, 5 con l'aumentare della loro partecipazione alla combustione. Quelli di classe 0 sono non combustibili, come l'acciaio ed il calcestruzzo. Il legno ed i prodotti a base di legno hanno reazione al fuoco 3 o 4.

Secondo la normativa europea, invece, è la UNI EN 13501 che regola la classificazione di reazione al fuoco dei materiali. Per alcuni prodotti in Italia è necessaria sia l'omologazione europea che quella nazionale, ad eccezione, di quelli con obbligo di marcatura CE. I materiali, per la normativa europea, sono assegnati alle Euroclassi A1, A2, B, C, D, E, F con l'aumentare della loro partecipazione alla combustione.

### 1.2.3 Effetti della temperatura sui materiali

I materiali strutturali rispondono in modo differente alle alte temperature. Gli incendi possono raggiungere ed oltrepassare temperature di 1000°C e ciò può influenzare in maniera rilevante la capacità portante degli elementi strutturali.

I principali materiali strutturali, che presentano diverse caratteristiche in caso di incendio (Figura 1.11), sono: legno, acciaio e calcestruzzo.

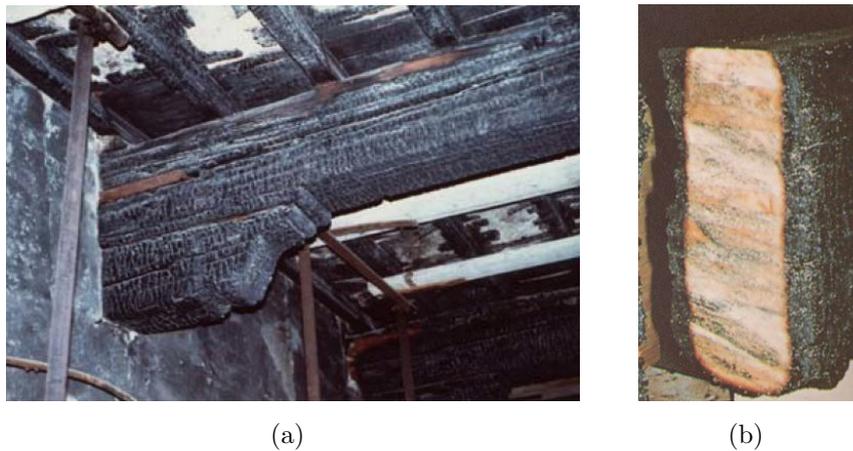
Materiale edile non protetto	Resistenza al fuoco	Combustibilità	Incremento del carico d'incendio	Incremento della temperatura nella sezione	Protezione antincendio incorporata	Riparabilità dopo l'incendio	Protezione per gli utilizzatori dell'immobile e per i vigili del fuoco
<b>Legno</b>	Bassa	Elevata	Elevata	Molto bassa	Molto bassa	Assente	Bassa
<b>Acciaio</b>	Molto bassa	Assente	Assente	Molto elevata	Bassa	Bassa	Bassa
<b>Cemento</b>	Elevata	Assente	Assente	Bassa	Elevata	Elevata	Elevata

Figura 1.11: Il comportamento in caso d'incendio dei materiali edili non protetti. (fonte: Federbeton [9])

#### Legno

Nella cultura odierna il legno è considerato principalmente come un combustibile e come tale rimane nell'immaginario collettivo. Bisogna considerare il fatto che è difficile accendere un fuoco di legna senza un adeguato innesco e un grosso pezzo di legno può durare anche molto tempo senza bruciarsi completamente. A differenza di quanto si possa pensare, è stato sperimentato come il legno abbia una buona resistenza al fuoco: esso brucia ma allo stesso tempo ha alte temperature di innesco. È per questo motivo che le strutture in legno non vengono considerate come carico di incendio dai vigili del fuoco. Il fenomeno della combustione si verifica sulla superficie del legno a contatto con il fuoco, la combustione crea uno strato di legno carbonizzato che avanza lentamente verso l'interno del legno con il passare del tempo. Questo strato carbonizzato ha una velocità di avanzamento molto lenta, 0,7 mm al minuto in media, da cui ne deriva che in un incendio di 10 minuti ho consumato circa 7 mm di sezione strutturale. Inoltre, la presenza dello strato di carbonizza-

zione isola la parte attaccata dal fuoco da quella ancora da raggiungere, per cui se sul fronte di avanzamento del fuoco possiamo avere centinaia di gradi, qualche millimetro all'interno dello strato carbonizzato la temperatura è di 20/30 gradi. Una dimostrazione di quanto detto è riportato in Figura 1.12, nella quale è possibile osservare come, sotto lo strato carbonizzato, il legno si mantenga ancora intatto e dunque sia ancora efficiente dal punto di vista meccanico.



*Figura 1.12: (a) – Solaio di legno non crollato a seguito di un incendio. (b) – Trave di legno sottoposta ad incendio.*

La combustione del legno avviene per decomposizione termica delle sostanze che lo compongono. Questo processo è particolarmente complesso ma, essendo il legno un materiale composto in gran parte da cellulosa, emicellulose e lignina, è la pirolisi di queste sostanze che governa il fenomeno della combustione nel suo complesso. La pirolisi è definita come un processo di decomposizione termochimica di materiali organici, ottenuto mediante l'applicazione di calore e in completa assenza di un agente ossidante. In sostanza, tra i 200 e i 270°C il legno comincia a decomporsi in componenti volatili (gas e vapori) ed in carbonio solido. Perciò, il materiale a 500°C si è trasformato, per l'85% del suo peso, in composti volatili. Una volta chiarito ciò, è possibile analizzare la combustione del legno in relazione alla temperatura distinguendo il processo, sostanzialmente, in tre fasi: essiccazione, degradazione e combustione.

- Essiccazione: consiste nella iniziale evaporazione dell'acqua contenuta nel legno che avviene a partire da temperature inferiori ai 100°C. In

questo modo l'evaporazione abbassa la temperatura nella camera di combustione, rallentando il processo di combustione.

- Degrado termico: in questa fase la componente volatile presente nel legno inizia ad evaporare (ad una temperatura di 200°C circa). I primi componenti del legno ad essere degradati sono le emicellulose e poi la cellulosa; una volta che il materiale raggiunge i 400 °C la maggior parte delle sostanze volatili è stata liberata e il processo evaporativo decresce rapidamente.
- Combustione: consiste nella completa ossidazione dei gas ed inizia tra i 500 e i 600°C e si protrae fino a 1000°C.

La combustione del legno è completa quando tutte le parti del combustibile hanno reagito con l'ossigeno.



(a)



(b)

*Figura 1.13: (a) – Esempio di abitazione in legno soggetta ad incendio. (b) – Esempio di struttura in legno danneggiata a seguito di un incendio.*

## Acciaio

Le strutture in acciaio hanno una certa vulnerabilità quando esposte all'incendio, se in ambiente confinato, a causa della loro elevata conducibilità termica, che permette il rapido trasferimento del calore dalle sezioni più esterne a quelle più interne e soprattutto, a causa della perdita di importanti caratteristiche meccaniche. Oltre a queste profonde modifiche delle proprietà meccaniche, ad alte temperature l'acciaio è soggetto a rilevanti dilatazioni, anche se è noto come esso non bruci, ne conduca il calore, non essendo un materiale combustibile.

La norma che costituisce il riferimento alla progettazione delle strutture in acciaio nella situazione eccezionale di esposizione all'incendio è la UNI EN 1993-1-2.

L'acciaio possiede proprietà quali capacità termica e conduttività grazie alle quali, una volta esposto al fuoco e raggiunte temperature di poco superiori a 300°C, non vengono a determinarsi deformazioni pericolose. Una volta oltrepassati i 300°C la sua resistenza a rottura diminuisce rapidamente e a 500°C perde la metà della resistenza a rottura, che va quasi a zero a circa 650°C ([12]).

Da questa breve analisi del comportamento dell'acciaio in presenza di alte temperature si può dedurre come una struttura in acciaio, esposta senza protezioni all'incendio, può raggiungere il collasso anche in una decina di minuti (pochi minuti nel caso di strutture snelle) sia a causa della diminuzione della resistenza meccanica, sia a causa delle spinte sulle strutture di appoggio dovute alle dilatazioni.



*Figura 1.14: Estremità di un pilastro d'acciaio fortemente deformato dopo un incendio.*

Un esempio di collasso per instabilità locale di un elemento in acciaio è riportato in Figura 1.14 ([1]).

A causa delle caratteristiche di questo materiale, in passato, ne è stato limitato l'utilizzo che, negli ultimi anni è stato parzialmente rivalutato dal punto di vista della resistenza al fuoco; ciò grazie ad una migliore progettazione e ad una più accurata verifica del comportamento dell'intera struttura (e non più del singolo elemento). Si può affermare quindi come, una corretta progettazione, abbinata, quando necessario, ad un'efficiente protezione, rendono le strutture in acciaio sicure in caso di incendio e spesso economicamente convenienti.

## **Calcestruzzo**

Il calcestruzzo, insieme a leganti e malte, rientra tra i materiali da costruzione preparati con miscele acquose, per cui, l'effetto dell'incendio, è rappresentato dalla rapida disidratazione per vaporizzazione della componente acquosa. In questo processo, il calcestruzzo si frammenta e sbriciola perdendo le proprie caratteristiche meccaniche. Questi effetti si hanno anche a temperature basse in caso di incendio ([12]).

Il conglomerato cementizio, utilizzato nelle costruzioni insieme all'acciaio per costituire il calcestruzzo armato, è un materiale artificiale composto da acqua, cemento e inerti che mantiene nel tempo una certa quantità di pori, in parte riempiti dall'acqua che non ha partecipato al processo chimico. La presenza di acqua nei pori, la bassa conducibilità termica e gli spessori notevoli delle membrane, conferiscono al calcestruzzo un elevato potere isolante e incombustibilità che si traducono in buone prestazioni in condizioni di incendio. Di conseguenza, il calcestruzzo rappresenta un'efficace protezione per le barre d'armatura, sia negli elementi in calcestruzzo armato (c.a.) che negli elementi in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.).

Gli effetti delle elevate temperature sul calcestruzzo si differenziano in base ai diversi livelli di temperatura raggiunti dal materiale, a causa dei quali, si sviluppano reazioni chimico – fisiche, che portano alla variazione delle sue proprietà. I diversi livelli di temperatura in relazione ai diversi effetti che si verificano sono illustrati nella Figura 1.15, tratta da [17].

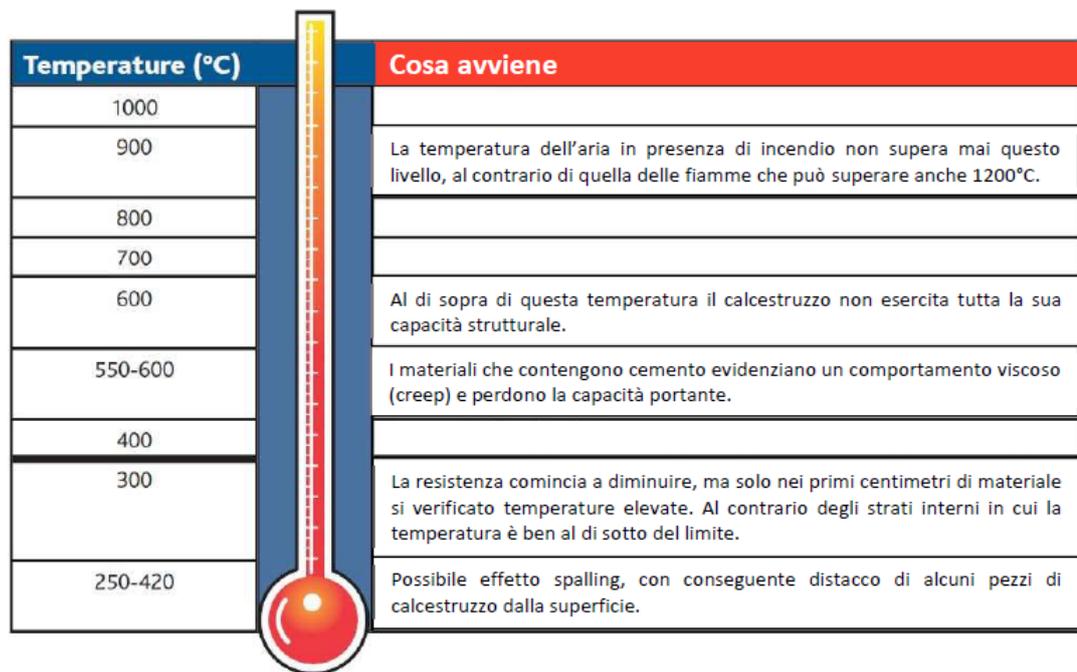
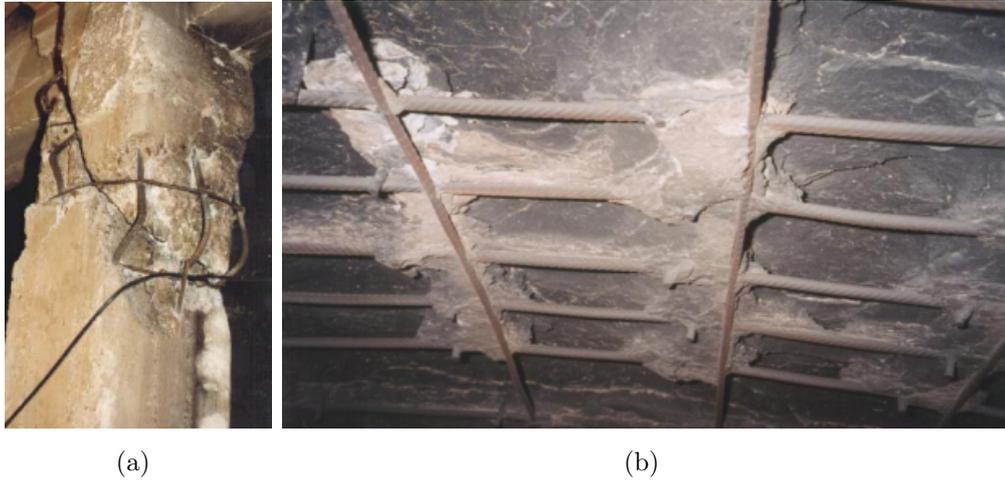


Figura 1.15: Processi fisici del calcestruzzo in caso di incendio [9].

Gli effetti principali della temperatura sul calcestruzzo riguardano lo spalling, la possibile variazione di colorazione, la formazione di stati fessurativi e la variazione delle caratteristiche meccaniche. Essi vengono analizzati a seguire:

- Spalling: fenomeno che porta al degrado e al distacco improvviso, spesso a velocità elevata, di pezzi di calcestruzzo dal copriferro ([11]). Esso è illustrato in Figura 1.16 e può essere causato da tre diversi aspetti ([2]):
  - Scheggiatura superficiale degli aggregati dovuto allo scoppio o alla frantumazione degli aggregati, causata dalle trasformazioni chimiche che avvengono ad alte temperature;
  - Esplosione interna, determinata dagli sforzi di trazione che si vengono a creare nel calcestruzzo. Essi hanno origine a causa della trasformazione in vapore d'acqua dell'umidità contenuta nel calcestruzzo e a causa delle impedito dilatazioni, creando stati di fessurazione tra aggregati e pasta di cemento;
  - Sfaldamento quale distacco di frammenti di calcestruzzo, anche di grandi dimensioni. Esso è un fenomeno che viene influenzato da frantumazione e fessurazione. Questo evento determina l'esp-

sizione diretta dell'armatura alle alte temperature, il cui limite elastico decresce.

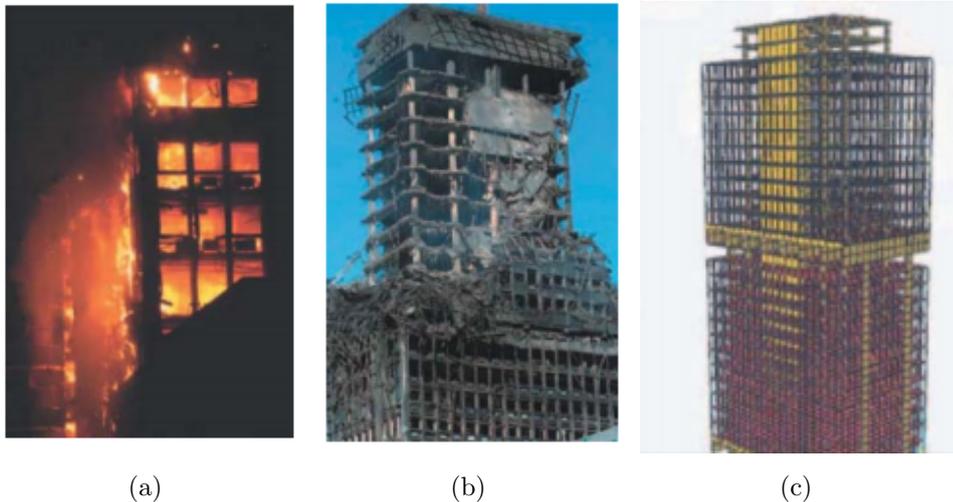


*Figura 1.16: Effetti dello spalling.*

- Colorazione: nei materiali contenenti sali di ferro, il raggiungimento della temperatura di circa  $300^{\circ}\text{C}$ , è segnalata dalla colorazione rosa. Essa interessa uno spessore di circa 10-15 mm. Invece, la colorazione giallo-marrone, estesa per pochi millimetri, rappresenta il segnale del raggiungimento di temperature elevate sulle pareti esposte al fuoco. In alcuni incendi, è anche possibile riscontrare, sulle superfici esposte alle fiamme e/o ai fumi, una colorazione scura tendente al nero. Essa, in realtà, è un deposito di prodotti di decomposizione delle sostanze combustibili, formatosi nella combustione in carenza di ossigeno.
- Quadro fessurativo: le fessurazioni possono avvenire in modo localizzato, in corrispondenza delle barre d'acciaio, in strutture molto armate a causa dell'apparizione di elevati valori di tensioni di origine termica. Questo fenomeno è dovuto al fatto che, a temperature elevate, la dilatazione termica impedita dall'acciaio è maggiore di quella del calcestruzzo. Le zone in cui si verificano più frequentemente le fessurazioni sono quelle già soggette a carichi flessionali o che abbiano subito l'effetto del ritiro in ambiente secco. Inoltre, fra aggregati e pasta cementizia vi è un'incompatibilità termica che causa stati tensionali in grado di provocare quadri fessurativi.

- Resistenza a compressione: essa dipende dalla massima temperatura raggiunta, dal mix design del calcestruzzo, dalle condizioni di carico durante il riscaldamento e dalla sua età. In genere, la riduzione di resistenza interessa i primi 3-5 cm di calcestruzzo, che rappresentano essenzialmente il copriferro.
- Modulo elastico: questo dato si riduce molto sia durante l'esposizione al fuoco che dopo il raffreddamento. Esso, diminuendo, non produce però una deformazione elevata rispetto a quella determinata da altre cause.

Un esempio di struttura composta da calcestruzzo ed avvolta dalle fiamme è riportato in Figura 1.17.



*Figura 1.17: Torre Windsor a Madrid: (a) – Le fiamme avvolgono la torre. – (b) La facciata al di sopra del piano tecnico, il 16°, è distrutta. – (c) Vista assonometrica della struttura illustrata.*

### **Calcestruzzo armato ordinario**

Il calcestruzzo armato è notoriamente costituito da una matrice in conglomerato cementizio in cui agisce, in aderenza, una gabbia di barre di acciaio. Esse vanno a costituire l'armatura dell'elemento strutturale protetta dal rivestimento in calcestruzzo (copriferro).

In caso di incendio, grazie alla bassa conduttività termica del calcestruzzo, il calore all'interno della massa si trasmette lentamente e inizia a verificarsi un

aumento di volume. Successivamente questo volume si contrae a causa della perdita dell'acqua d'impasto e comincia il processo di sgretolamento e di distacco del copriferro. A questo comportamento segue la perdita di aderenza tra acciaio e calcestruzzo che provoca forti conseguenze negative esponendo l'armatura al fuoco. Come già specificato precedentemente, l'acciaio ha un'elevata conducibilità termica a cui consegue la dilatazione del materiale. Questa provoca, a sua volta, il dissesto o il crollo di componenti strutturali, spesso improvvisi ([12]).

L'elemento debole di questo sistema costruttivo risulta essere l'acciaio e gran parte della prestazione in presenza di fuoco del calcestruzzo armato, dipende dalla distanza tra le barre di armatura e la faccia esposta all'incendio.

Per quanto riguarda l'acciaio per calcestruzzo armato ordinario, per effetto delle alte temperature, esso è soggetto alla riduzione delle caratteristiche meccaniche e le perdite di resistenza più significative sono responsabili di eccessive deformazioni residue ([2]). L'acciaio mantiene all'incirca la sua resistenza a rottura fino alla temperatura di 350°C. Essa si riduce del 50% a 500°C e si annulla a 800°C. La tensione di snervamento rimane pressoché costante fino a 250 °C e si annulla a 750 °C ([11]).

Una volta terminato l'incendio, si può verificare, tuttavia, un recupero del limite elastico completo fino a temperature di 800°C, per gli acciai laminati a caldo, ed un recupero pressoché integrale fino a temperature di 200°C, per gli acciai trafilati a freddo. Per temperature superiori il recupero è funzione della temperatura massima raggiunta durante l'esposizione al fuoco.

L'acciaio ordinario contenuto nel calcestruzzo, va sostituito, nel momento in cui si riscontrano fenomeni di instabilizzazione delle barre, dovuti alle deformazioni impedito e derivanti dagli elevati stati di tensione di compressione causati dalla temperatura. Questo fenomeno si può riscontrare in corrispondenza degli spigoli degli elementi strutturali, dove il calcestruzzo armato è soggetto a spalling esplosivo.

### **Calcestruzzo armato precompresso**

Le strutture in calcestruzzo armato precompresso presentano notevoli caratteristiche di resistenza meccanica ([12]).

Il sistema della precompressione consiste semplicemente nel "sottoporre una struttura a dei carichi che producono sollecitazioni opposte a quelle di esercizio". La precompressione si può applicare con profitto a qualsiasi materiale

ed in particolare all'acciaio. Nel caso in cui i ferri non siano protetti adeguatamente da spessori di calcestruzzo o altri materiali coibenti, si verificano una diminuzione delle caratteristiche meccaniche e l'allungamento dei ferri (con conseguente perdita della pretensione). La resistenza alla rottura del calcestruzzo armato precompresso si riduce del 50% a partire da 400°C e si annulla a 750°C ([11]). Una volta terminato l'incendio, l'acciaio presenta una diminuzione del modulo elastico e diventa irrecuperabile l'allungamento iniziale del materiale.

Una struttura in cemento armato precompresso, esposta senza protezioni all'incendio, può raggiungere il collasso in tempi brevi ([12]).

## 1.3 Normative europee

L'Eurocodice 2 o, più precisamente, la parte 1-2 [6], riguarda la progettazione delle strutture in calcestruzzo e predispone i criteri di calcolo relativi alla resistenza all'incendio delle strutture, indicando le procedure di calcolo specifiche per elementi sottoposti al fuoco.

Le azioni, sia termiche che meccaniche, considerate in tale parte dell'Eurocodice sono riferite a quelle contenute nell'EN 1991-1-2 [4].

### 1.3.1 Eurocodice 1

La parte 1-2 dell'Eurocodice 1 spiega in maniera dettagliata la procedura di progettazione delle strutture soggette ad incendio, considerando gli effetti termici conseguenti ad azioni termiche nominali o definite per mezzo di modelli fisici.

La fase di progettazione strutturale su strutture soggette a incendio si divide in diversi punti che riguardano:

- selezione degli scenari di incendio rilevanti per il progetto;
- determinazione dei corrispondenti incendi di progetto specifici;
- calcolo dell'evoluzione della temperatura nei membri strutturali;
- calcolo del comportamento meccanico della struttura esposta al fuoco.

Per quanto concerne l'analisi della temperatura di un membro, è necessario tenere in considerazione la posizione dell'incendio di progetto in relazione a quella dell'elemento analizzato. Inoltre, la procedura attuata cambierà sulla base dell'incendio di progetto scelto:

- con una curva nominale temperatura-tempo, l'analisi della temperatura negli elementi strutturali è costruita su uno specifico periodo di tempo, senza nessuna fase di raffreddamento;
- con un modello di incendio, l'analisi della temperatura negli elementi strutturali è costruita per l'intera durata dell'incendio, inclusa la fase di raffreddamento.

Per la stessa durata dell'analisi termica può essere performata un'analisi di tipo meccanico. Le verifiche sulla resistenza al fuoco devono avvenire nel dominio del tempo o nel dominio della resistenza oppure nel dominio della temperatura.

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad \Theta_d \leq \Theta_{cr,d} \quad (1.20)$$

Le espressioni raccolte nell'Eq 1.20 rappresentano delle disuguaglianze nelle quali sono coinvolti diversi parametri:

- $t_{fi,d}$  e  $t_{fi,requ}$ , rispettivamente pari al valore di progetto della resistenza al fuoco ed il tempo di resistenza richiesto;
- $R_{fi,d,t}$  e  $E_{fi,d,t}$ , rispettivamente coincidenti al valore di progetto della resistenza dell'elemento soggetto a incendio al tempo  $t$  ed il valore di progetto degli effetti rilevanti delle azioni allo stesso tempo  $t$ ;
- $\Theta_d$  e  $\Theta_{cr,d}$  che rappresentano i valori di progetto della temperatura del materiale e del suo valore critico.

### Azioni termiche

Esaminando più nel dettaglio le singole tipologie di analisi, le azioni relative a ciascun tipo di procedura hanno delle caratteristiche specifiche. Quelle termiche sono date dal flusso termico netto agente sulla superficie dell'elemento  $\dot{h}_{net}$ , avente unità di misura pari a  $W/m^2$ .

Il calcolo del flusso termico varia se si considera una superficie esposta o non esposta a incendio. In entrambe le eventualità, il valore totale di flusso termico netto è determinato mediante la somma dei contributi derivanti da convezione  $\dot{h}_{net,c}$  e irraggiamento  $\dot{h}_{net,r}$ . La differenza tra le due tipologie di esposizione sta nel parametro  $\alpha_c$ , ossia il coefficiente riguardante il trasferimento di calore per convezione, che compone l'Eq. 1.21.

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c(\Theta_g - \Theta_m) \quad (1.21)$$

Oltre ad  $\alpha_c$  nell'espressione compare la differenza tra la temperatura  $\Theta_g$  del gas nei pressi dell'elemento esposto a incendio e la temperatura  $\Theta_m$  di partenza dell'elemento considerato.

Nel calcolo di  $\dot{h}_{net,c}$ , se la superficie dell'elemento analizzato è esposta ad incendio, il coefficiente relativo al trasferimento di calore per convezione  $\alpha_c$  assume valore diverso a seconda dell'incendio di progetto scelto. Al contrario, se la superficie dell'elemento non è esposta, il flusso termico netto si calcola con un  $\alpha_c$  pari a  $4 W/Km^2$ . Nell'eventualità in cui il calore fosse trasferito sia per convezione che per irraggiamento il parametro  $\alpha_c$  sarebbe pari a  $9 W/Km^2$  (contenendo anche il contributo per irraggiamento).

La componente radiativa del flusso termico netto per unità di superficie  $\dot{h}_{net,r}$  viene determinata tramite l'Eq. 1.22.

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4] \quad (1.22)$$

I parametri contenuti nell'Eq. 1.22 sono:

- $\Phi$ : fattore di configurazione;
- $\varepsilon_m$ : emissività della superficie dell'elemento;
- $\varepsilon_f$ : emissività del fuoco;
- $\sigma$ : costante di Boltzmann ( $=5.67 \cdot 10^{-8} W/m^2 K^4$ );
- $\Theta_r$ : effettiva temperatura di irraggiamento dell'ambiente soggetto a incendio;
- $\Theta_m$ : temperatura superficiale dell'elemento.

## Progettazione dell'incendio

**Curve nominali temperatura-tempo** Le curve di incendio nominali prese in considerazione dall'Eurocodice 1 [4] sono tre e ognuna di esse è caratterizzata da una diversa formulazione di  $\Theta_g$ , valore della temperatura dei gas. Essa può essere misurata, a seconda della curva presa in considerazione, nel compartimento di incendio o nei pressi dell'elemento.

Di seguito sono elencate le diverse curve di incendio con le relative espressioni, dipendenti dal tempo t, che le rappresentano:

- Curva standard temperatura-tempo (Eq. 1.23);

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (1.23)$$

- Curva da incendio esterno (Eq. 1.24);

$$\Theta_g = 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \quad (1.24)$$

- Curva idrocarburi (Eq. 1.25).

$$\Theta_g = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \quad (1.25)$$

Il coefficiente di trasferimento termico per convezione, è invece pari a 25  $W/m^2 K$  nei primi due casi e pari a 50  $W/m^2 K$  nell'ultimo.

**Modelli di incendio naturale** I modelli di incendio possono essere semplificati o avanzati. Nei modelli semplici di incendio il carico termico è rappresentato da una distribuzione di temperatura uniforme, funzione del tempo, se si considerano interi compartimenti di incendio. La distribuzione diventa, invece, non uniforme, se vengono assunti incendi localizzati. L'applicazione di questi carichi di incendio semplificati è basata su parametri fisici specifici con un limitato campo di applicazione e per essi viene specificato un unico coefficiente di trasferimento termico per convezione pari a  $35 \text{ W/m}^2\text{K}$ . La seconda tipologia di modelli di incendio è rappresentata dai modelli avanzati che devono tenere conto di:

- proprietà del gas;
- scambio di massa;
- scambio di energia.

Il macrogruppo di tali modelli viene ulteriormente suddiviso in tre sottomodelli:

- modelli a una zona, che assumono una distribuzione uniforme della temperatura dipendente dal tempo all'interno del compartimento;
- modelli a due zone, che assumono uno strato superiore con spessore e temperatura uniforme entrambi dipendenti dal tempo, così come lo strato inferiore caratterizzato da una minore temperatura uniforme nuovamente dipendente dal tempo;
- modelli CFD (Computational Fluid Dynamics) che forniscono l'evoluzione della temperatura nel compartimento in modo dipendente completamente dal tempo e dallo spazio.

### **Azioni meccaniche**

Forze e momenti rappresentano l'effetto di espansioni e deformazioni imposte e vincolate a causa delle variazioni di temperatura dovute all'esposizione dell'incendio. Esse possono essere ignorate quando considerate trascurabili o favorevoli a priori, oppure, quando tenute in considerazione da modelli di supporto scelti in modo conservativo o implicitamente considerati da requisiti di sicurezza antincendio specifici.

Per una valutazione delle azioni di tipo indiretto è necessario prendere in considerazione:

- espansione termica vincolata degli elementi stessi;

- espansione termica differente all'interno di elementi staticamente indeterminati;
- gradienti termici all'interno delle sezioni trasversali che creano tensioni interne;
- espansione termica di elementi adiacenti;
- espansione termica degli elementi connessi ad altri elementi all'esterno del compartimento antincendio.

**Azioni simultanee** Le azioni, in una situazione di incendio, devono essere considerate come per il progetto a temperatura normale. I valori rappresentativi delle azioni variabili, che tengono conto della situazione accidentale di esposizione al fuoco, se considerati, vengono introdotti in conformità con la EN 1990.

In più si impone di non considerare la diminuzione dei carichi imposti a causa della combustione e le azioni derivanti da operazioni industriali e di valutare individualmente i casi in cui non è necessario considerare i carichi di neve, a causa del suo scioglimento.

A seconda delle situazioni di progetto accidentali considerate e se specificato negli allegati nazionali, potrebbe essere necessario applicare ulteriori azioni indotte dall'incendio, come l'impatto dovuto al collasso di un elemento strutturale o di un macchinario pesante.

**Regole di combinazione delle azioni** Le azioni meccaniche devono essere combinate secondo quanto illustrato nell'EN 1990 per le situazioni di progetto accidentale.

Quando le azioni di incendio indirette non devono essere esplicitamente considerate, gli effetti delle azioni possono essere determinati analizzando la struttura con una combinazione di azioni per  $t=0$ . In questo modo gli effetti delle azioni  $E_{fi,d}$  sono applicati per un'esposizione ad incendio costante.

Una semplificazione a questo modo di operare è dedotta dal progetto degli effetti delle azioni a temperatura normale, espressa nell'Eq. 1.26.

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (1.26)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto riguardante gli effetti rilevanti delle azioni combinati in accordo con l'EN 1990,  $E_{fi,d}$  è il corrispondente valore di progetto costante nelle situazioni di incendio e  $\eta_{fi}$  è il fattore di riduzione.

Quando i dati tabellari sono caratteristici per un livello di carico specifico, questo livello coincide con quello definito nell'Eq. 1.27.

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d \quad (1.27)$$

dove  $R_d$  è il valore di progetto nell'elemento a temperatura normale e  $\eta_{fi}$  è il livello di carico per il progetto in caso di incendio.

### 1.3.2 Eurocodice 2

L'EN 1992-1-2 [6] è la normativa che raccoglie le varie metodologie di progetto e verifica di elementi in calcestruzzo armato ordinario e calcestruzzo precompresso soggetti a temperature elevate.

Prima di spiegare le modalità con cui avviene la progettazione e la verifica degli elementi soggetti a taglio è importante conoscere il modo in cui vengono considerate le caratteristiche dei vari materiali che compongono l'elemento oggetto di studio.

#### Proprietà dei materiali

I valori caratterizzanti le proprietà dei materiali definiti nella parte 1-2 dell'Eurocodice 2 vengono trattati come quantità caratteristiche. Essi possono essere utilizzati sia con i metodi di calcolo semplificati che con quelli avanzati. Le proprietà meccaniche del calcestruzzo e delle armature a temperatura normale (20°C) sono tratti dalla parte 1 dello stesso Eurocodice (EN 1992-1-1 [5]). Le caratteristiche dei materiali ad alte temperature sono invece definite nell'EN 1992-1-2 [6] e spiegate qui di seguito.

**Deformazione e resistenza ad alte temperature** A temperature molto più alte di quella normale le proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio variano. Il calcestruzzo può essere sottoposto a compressione e/o trazione. Quando sottoposto a sforzo di compressione, le proprietà di resistenza e di deformazione di un calcestruzzo sottoposto a sforzo monoassiale ad alte temperature possono essere ottenute dalla relazione sforzi - deformazioni, mostrata in Figura 1.18.

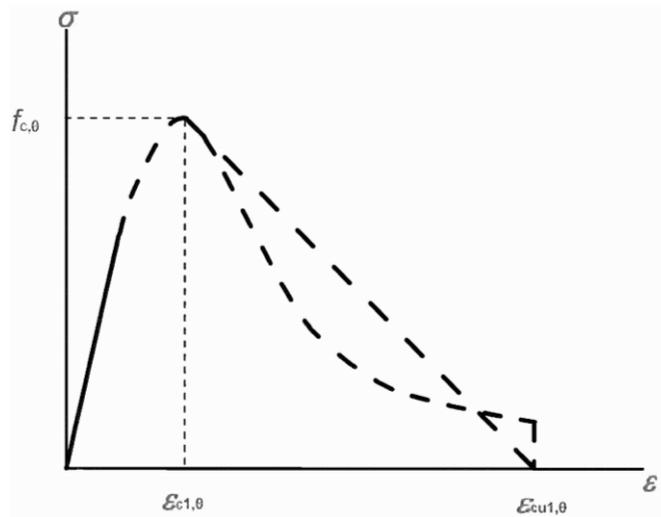


Figura 1.18: Relazione sforzo - deformazione relativa al calcestruzzo soggetto a compressione ad alte temperature.

Concrete temp. $\theta$ [°C]	Siliceous aggregates			Calcareous aggregates		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Figura 1.19: Valori dei parametri principali della relazione sforzo - deformazione di un calcestruzzo avente peso normale e aggregati silicei o calcarei a temperature elevate.

Come visibile nel grafico (Figura 1.18) questa relazione è definita da alcuni parametri quali:

- resistenza a compressione  $f_{c,\theta}$ ;
- deformazione  $\varepsilon_{c1,\theta}$  corrispondente a  $f_{c,\theta}$ .

I valori relativi a questi parametri sono raccolti nella tabella, proveniente dall'EC2 e illustrata in Figura 1.19, in funzione delle temperature del calcestruzzo e al variare del tipo di aggregato (siliceo o calcareo) presente nel calcestruzzo.

Oltre ai parametri elencati precedentemente, in tabella sono riportate anche le deformazioni  $\varepsilon_{cu1,\theta}$  che definiscono il ramo decrescente nel diagramma sforzo - deformazione.

Molti materiali resistono a compressione ma anche a sforzi di trazione elevati. Questo non è il caso del calcestruzzo, per il quale la resistenza a trazione è così bassa da venire spesso ignorata. Vi sono però alcuni metodi di calcolo, semplificato o avanzati, che necessitano il valore di resistenza a trazione del materiale. In tal caso si calcola la riduzione della resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo con l'Eq. 1.28 dipendente dal coefficiente  $k_{c,t}(\theta)$ , che varia con la temperatura  $\theta$  come mostrato in Figura 1.20.

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \quad (1.28)$$

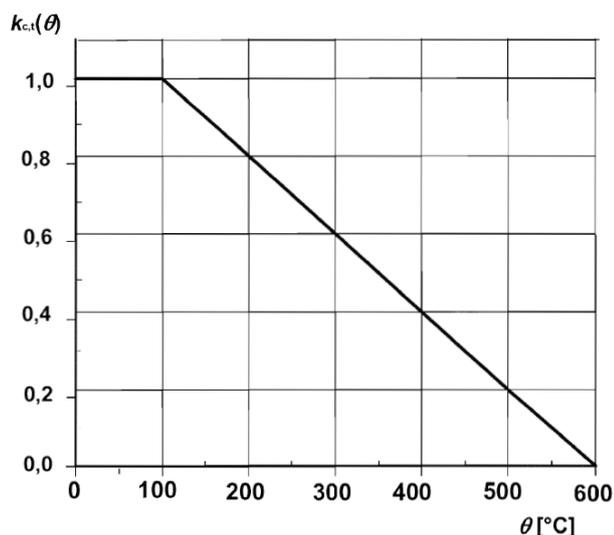


Figura 1.20: Curva che rappresenta la variazione di  $k_{c,t}(\theta)$  all'aumentare della temperatura  $\theta$ .

All'interno del calcestruzzo, per comporre il cemento armato normale o pre-compresso è necessario inserire delle barre d'acciaio. Le proprietà di resistenza e deformazione dell'acciaio costituente l'armatura a temperature elevate vengono ottenute dalla relazione sforzo-deformazione mostrata in Figura 1.21.

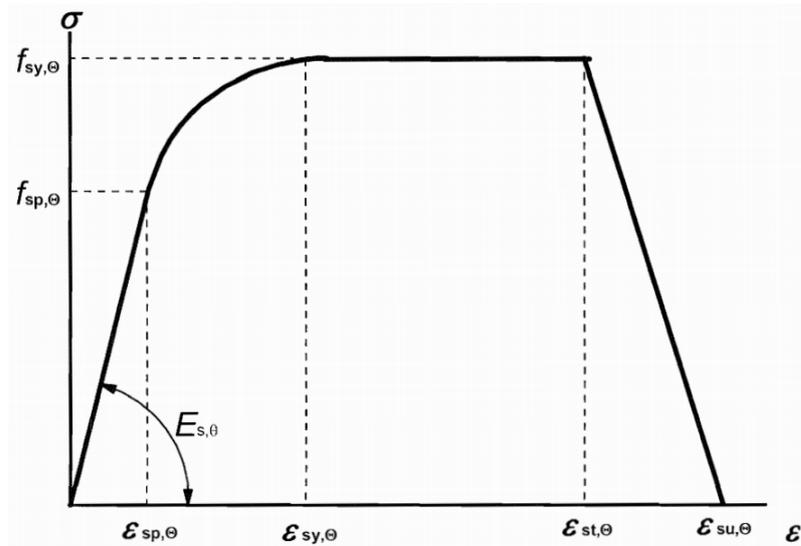


Figura 1.21: Relazione stress - deformazioni relativa ad armature normali e pretese ad alte temperature.

Questo diagramma è definito da tre parametri:

- la pendenza dell'intervallo elastico lineare  $E_{s,\theta}$ ;
- il limite proporzionale  $f_{sp,\theta}$ ;
- il livello massimo di sollecitazione  $f_{sy,\theta}$ .

I valori relativi a questi parametri sono raccolti nelle tabelle (provenienti dall'EC2) illustrate in Figura 1.22 e 1.23 a seconda della Classe considerata (N o X), in funzione della temperatura ed al variare del tipo di lavorazione dell'acciaio (formato a freddo o laminato a caldo). La scelta della Classe N o X è regolata dalla normativa nazionale ma, in generale, si raccomanda l'utilizzo della Classe N. La Classe X è vivamente consigliata solamente quando esiste un'evidenza sperimentale per questi valori.

Il diagramma sforzo-deformazione può essere applicato anche alle armature in acciaio soggette a compressione.

Steel Temperature $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked	hot rolled	cold worked
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Figura 1.22: Valori appartenenti alla Classe N relativi ai parametri della relazione stress - deformazioni di armature in acciaio formate a freddo o laminate a caldo a temperature elevate.

Steel Temperature $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$E_{s,\theta} / E_s$
	hot rolled and cold worked	hot rolled and cold worked	hot rolled and cold worked
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,87	0,95
300	1,00	0,74	0,90
400	0,90	0,70	0,75
500	0,70	0,51	0,60
600	0,47	0,18	0,31
700	0,23	0,07	0,13
800	0,11	0,05	0,09
900	0,06	0,04	0,07
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02

Figura 1.23: Valori appartenenti alla Classe X relativi ai parametri della relazione stress - deformazioni di armature in acciaio formate a freddo o laminate a caldo a temperature elevate.

## Proprietà termiche e fisiche del calcestruzzo e dell'acciaio

Oltre alle proprietà legate alla relazione sforzi - deformazioni caratterizzante ogni singolo materiale, nell'EN 1992-1-2 sono definite quelle relative alla dilatazione termica, al calore specifico, alla conducibilità termica ed all'allungamento termico dell'acciaio (che esso sia normale o armonico).

**Allungamento termico** La deformazione termica  $\varepsilon_c(\theta)$  del calcestruzzo può essere determinata, con riferimento alla temperatura a 20°C, a seconda del tipo di aggregato preso in considerazione:

- aggregati silicei (Eq. 1.29, 1.30);

$$\varepsilon_c(\theta) = -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta + 2.3 \cdot 10^{-11} \theta^3 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (1.29)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.30)$$

- aggregati calcarei (Eq. 1.31, 1.32);

$$\varepsilon_c(\theta) = -1.2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \theta + 1.4 \cdot 10^{-11} \theta^3 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C} \quad (1.31)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.32)$$

La rappresentazione grafica di queste espressioni è riportata in Figura 1.24 che pone in relazione tra loro allungamento termico e temperatura.

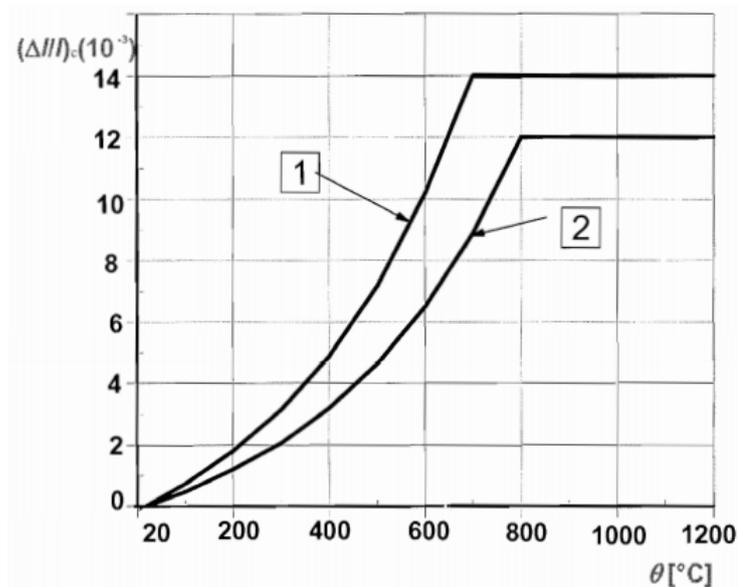


Figura 1.24: Allungamento termico totale del calcestruzzo (1 rappresenta la curva degli aggregati silicei; 2 rappresenta la curva relativa agli aggregati calcarei).

L'allungamento termico, oltre che dal calcestruzzo, viene sperimentato anche dall'acciaio, la cui deformazione termica  $\varepsilon_s(\theta)$ , nel caso di armatura normale, viene determinata per mezzo delle Eq. 1.33, 1.34 e 1.35, mentre nel caso di acciaio armonico con l'Eq. 1.36. Entrambi i casi sono illustrati in Figura 1.25.

$$\varepsilon_s(\theta) = -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5}\theta + 0.4 \cdot 10^{-8}\theta^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \quad (1.33)$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \cdot 10^{-3} \quad 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C} \quad (1.34)$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5}\theta \quad 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.35)$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -2.016 \cdot 10^{-4} + 10^{-5}\theta + 0.4 \cdot 10^{-8}\theta^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.36)$$

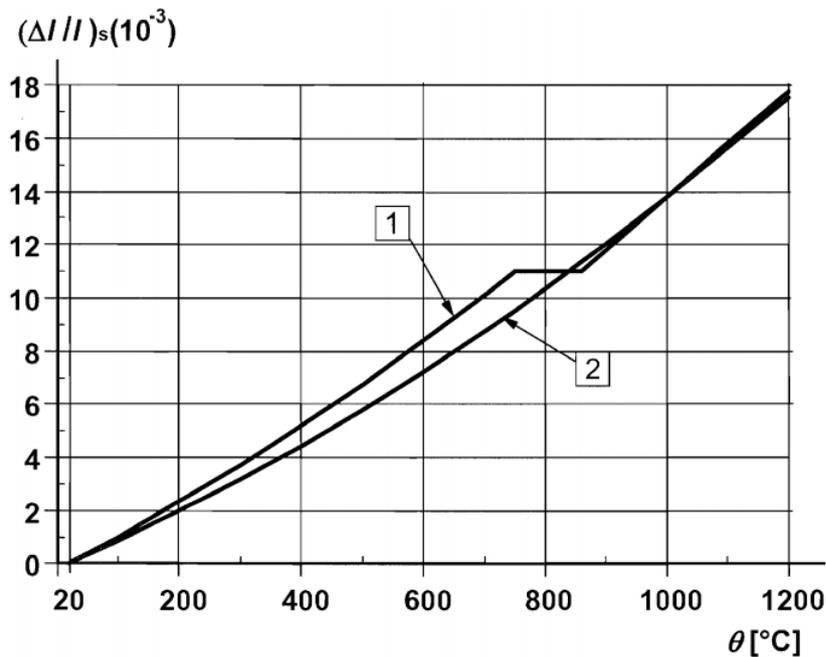


Figura 1.25: Allungamento termico totale dell'acciaio di armatura (1 rappresenta la curva dell'acciaio normale; 2 rappresenta la curva relativa all'acciaio preteso).

**Calore specifico** Il calore specifico  $c_p(\theta)$  del calcestruzzo secco (con umidità  $u=0\%$ ), avente unità di misura  $J/kgK$ , può essere determinato dalle Eq. 1.37, 1.38, 1.39 e 1.40 elencate di seguito.

$$c_p(\theta) = 900 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (1.37)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \quad 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (1.38)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (1.39)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.40)$$

con  $\theta$  pari alla temperatura del calcestruzzo.

Quando il contenuto di umidità non è considerato esplicitamente nel metodo di calcolo, la funzione relativa al calore specifico del calcestruzzo può essere rappresentata da un valore costante,  $c_{p,peak}$ , situato tra i  $100^\circ\text{C}$  ed i  $115^\circ\text{C}$  con decrescita lineare tra i  $115^\circ\text{C}$  e i  $200^\circ\text{C}$ .

Se il contenuto di umidità nel calcestruzzo è  $u=0\%$ ,  $u=1.5\%$  oppure  $u=3.0\%$  il calore specifico costante è rispettivamente, pari a  $900 \text{ J/kgK}$ ,  $1470 \text{ J/kgK}$  o  $2020 \text{ J/kgK}$ .

**Densità** La perdita di acqua dell'elemento in calcestruzzo va ad influenzare la densità  $\rho$  che viene quindi definita al variare della temperatura nelle Eq. 1.41, 1.42, 1.43 e 1.44.

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \quad (1.41)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0.02(\theta - 115)/85) \quad 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \quad (1.42)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0.98 - 0.03(\theta - 200)/200) \quad 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (1.43)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}) \cdot (0.95 - 0.07(\theta - 400)/800) \quad 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.44)$$

Alla definizione della variazione di densità con la temperatura, segue la sua introduzione nell'espressione della variazione del calore specifico volumetrico  $c_v(\theta)$  per un calcestruzzo avente  $u=3\%$  e densità pari a  $2300 \text{ kg/m}^3$ , illustrata nell'Eq. 1.45.

$$c_v(\theta) = \rho(\theta) \cdot c_p(\theta) \quad (1.45)$$

**Conducibilità termica** La conducibilità termica  $\lambda_c$  del calcestruzzo con peso normale, avente unità di misura  $\text{W/mK}$ , ha due valori limite.

Il limite superiore può essere determinato tramite l'Eq. 1.46 e quello inferiore per mezzo dell'Eq. 1.47.

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.46)$$

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136(\theta/100) + 0.0057(\theta/100)^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (1.47)$$

La variazione della conducibilità termica con la temperatura è illustrata in Figura 1.26.

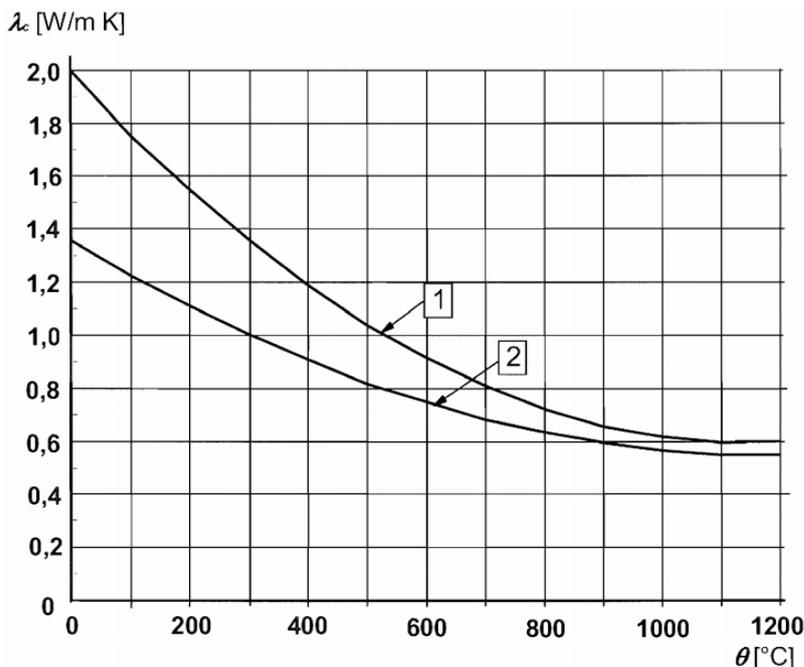


Figura 1.26: Conducibilità termica del calcestruzzo (1 rappresenta il limite superiore e 2 il limite inferiore).

### 1.3.3 Metodi di calcolo a taglio

In base a quanto evidenziato in [3] con riferimento alle regole generali contenute nell'appendice *D* dell'EN 1992-1-2 [6], la capacità a taglio può essere calcolata con i metodi contenuti nella EN 1992-1-1 [5], che riguardano la progettazione di strutture in calcestruzzo, usando proprietà dei materiali ridotte.

Qualora si decidesse di utilizzare un metodo di calcolo semplificato, come quelli presentati per la flessione, le regole contenute nella prima parte dell'Eurocodice 2 potrebbero essere applicate direttamente alla sezione ridotta. Qualora questo avvenisse, e se l'armatura a taglio non fosse presente oppure se la capacità a taglio facesse affidamento principalmente sulla resistenza a trazione ridotta del calcestruzzo, andrebbe tenuto in considerazione il comportamento a taglio del calcestruzzo ad alte temperature.

Dunque, facendo ricorso ad un metodo semplificato o ad un metodo di calcolo avanzato, si renderebbe necessario il calcolo della riduzione della resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo. Questa operazione, come già generalmente specificato, viene resa possibile dalla presenza del coefficiente  $k_{c,t}(\theta)$  presente nell'Eq. 1.28 e calcolabile attraverso l'interpretazione del grafico in Figura 1.20.

### **Progettazione delle armature a taglio e valutazione della resistenza a taglio della sezione in c.a.**

Per la valutazione della resistenza alle azioni normali (assiali e flettenti) il profilo di temperatura può essere determinato senza tenere in considerazione l'acciaio e attribuendo all'armatura la temperatura del calcestruzzo nello stesso punto.

Questa approssimazione è accettabile per l'armatura longitudinale, ma non è strettamente vera per le armature trasversali. Esse sono posizionate in zone di diversa temperatura (generalmente l'angolo e la parte inferiore della trave sono più calde rispetto alla parte superiore) e distribuiscono il calore dalle zone più calde a quelle più fredde. Ciò comporta la presenza di temperatura nella connessione inferiore di quella del calcestruzzo circostante e la sua tendenza a diventare uniforme lungo la sua intera lunghezza.

Pur trascurando questo piccolo effetto favorevole, la staffa non è uniformemente deformata nella sua lunghezza, infatti gli sforzi massimi si verificano in corrispondenza delle fessure diagonali. Pertanto, risulta necessario definire una temperatura di riferimento valutata in una posizione significativa della sezione: il punto P, localizzato sul segmento a-a che delimita l'area tesa efficace, illustrata in Figura 1.27.

Una volta determinata la temperatura di riferimento, la resistenza a taglio della sezione in c.a. in caso di incendio può essere determinata come segue:

- Calcolo della geometria della sezione ridotta (attraverso metodi approssimati quali il metodo dell'isoterma 500°C ed il metodo a zone);
- Determinazione della resistenza a trazione residua del calcestruzzo che è possibile computare con i metodi semplificati:
  - Isoterma 500°C: per il quale sarà pari alla resistenza totale  $f_{cd,fi}$ ;
  - A Zone: per il quale coinciderà con la resistenza ridotta  $f_{cd,fi}(\theta) = k_{c,t}(\theta_M) \cdot f_{cd,fi}$ ;

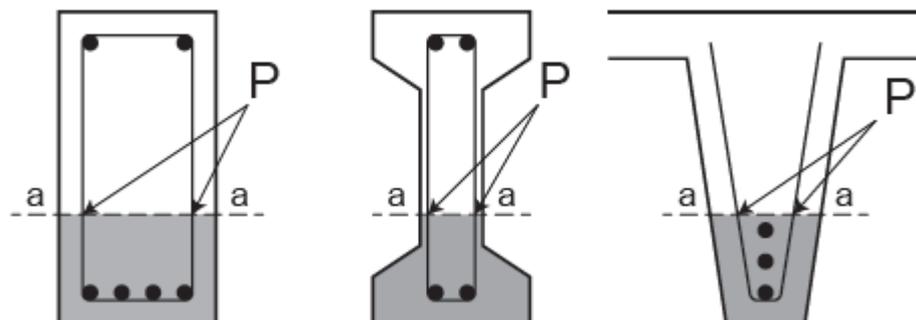


Figura 1.27: Individuazione del punto  $P$  per la valutazione della temperatura nelle staffe (dove la parte evidenziata in grigio rappresenta l'area efficace a trazione).

- Determinazione dell'area di trazione efficace  $A_{c,eff}$  come descritto nel Capitolo 7.3.2 dell'EN 1992-1-1 [5];
- Determinazione della temperatura di riferimento nelle armature trasversali,  $\theta_P$ , coincidente con la temperatura nel punto  $P$  (punto di intersezione della sezione a-a con la staffa). La temperatura dell'acciaio può essere calcolata attraverso un calcolatore o usando i profili di temperatura, raffigurati nell'Appendice A della EN 1992-1-2;
- Calcolo della resistenza di progetto ridotta dell'acciaio, dipendente dalla temperatura di riferimento, come:  $f_{sd,fi} = k_s(\theta) \cdot f_{sd}$ ;
- Per progettare e verificare l'elemento analizzato a taglio possono essere applicati direttamente i metodi contenuti nell'EN 1992-1-1 alla sezione ridotta, usando la resistenza ridotta di acciaio e di calcestruzzo.



## Capitolo 2

# Studi relativi alla resistenza a taglio delle travi in c.a. a temperature elevate

Un test (o prova) sperimentale è un qualsiasi procedimento, atto a verificare, dimostrare o confermare una caratteristica specifica di un oggetto di prova ("provino"), secondo le regole dettate dalle normative vigenti. In generale, tale esperimento scientifico, prevede la misura di grandezze chimiche o fisiche, tramite sensori e strumenti di misura in un ambiente controllato (laboratorio) e termina con una valutazione critica sul possibile collasso del campione di prova.

Gli studi relativi alla resistenza a taglio delle travi in c.a. soggette ad incendio, analizzati in [10], risalgono a qualche tempo fa.

Tra i vari studi eseguiti negli anni passati vi sono quelli svolti da parte dello studioso Lore Krampf per conto dell'"Institute for Building Materials, Solid Construction and Fire Protection of the Technical University of Braunschweig", in Germania negli anni 70 del XX secolo. Dopodichè, negli anni 90 dello stesso secolo, in America, sono stati eseguite altre prove, con il supporto del "Center of Fire Research" con sede a Gaithersburg, da esperti del settore quali: Lin, Ellingwood ed altri. In questo periodo, ma in Italia, Contini e Masento si occuparono della verifica di strutture soggette ad azioni di taglio.

## 2.1 Studio di Lore Krampf

Krampf, a partire dal 1973, precisamente a Braunschweig, eseguì, per conto del Ministero degli Interni, un'indagine in cui si mirava ad investigare il rischio di cedimento prematuro, a seguito dell'apparizione di fessure a taglio, di strutture in cemento armato esposte ad incendio ([13]).

L'ente di ricerca presso cui si è svolta la sperimentazione è l' "Insitute for Building Materials, Solid Construction and Fire Protection of the Technical University of Braunschweig".

Come spiegato in [13], il programma di ricerca è stato suddiviso in tre fasi, iniziate rispettivamente, il 24 ottobre 1973, il 16 luglio 1976 ed il 21 marzo 1977 da cui lo studioso ottenne risultati differenti in base ai parametri indagati nelle travi oggetto di studio:

- Percentuale di armatura a taglio (confrontata con quella prescritta dai codici);
- Unica o doppia campata;
- Luce della/e campate;
- Qualità del calcestruzzo;
- Carichi concentrati o distribuiti;
- Armatura longitudinale continua o interrotta;
- Rapporto tra momento e taglio;
- Rapporto di snellezza.

Sulla base di questi dati sono stati ottenuti diversi tempi e modalità di collasso. Negli esperimenti si distinguono quattro tipi di fenomeni dovuti al carico a taglio:

- Fessurazione per flessione, che si verifica quando la trave non è più in grado di sopportare gli sforzi di taglio e flessione;
- Fessurazione a taglio nell'anima della trave in calcestruzzo dovuta alle tensioni principali oblique;
- Fessurazione a taglio nell'anima come risultato di eccessiva sollecitazione dell'armatura trasversale (staffe);
- Rottura dell'ancoraggio dovuta a insufficiente aderenza tra acciaio e calcestruzzo nella zona terminale dei provini di trave.

Questi risultati, illustrati successivamente, tengono conto di una temperatura critica di circa 500°C, in corrispondenza della quale risulta una resistenza dell'acciaio pari al 57% di quella che si avrebbe a temperatura ambiente.

### **2.1.1 Scopo generale delle indagini condotte**

La sperimentazione su elementi trave è stata eseguita a causa dell'introduzione di una nuova versione della DIN 1045 (edizione del 1972) che apportava alcune modifiche ai precedenti regolamenti nel campo della progettazione degli elementi soggetti a taglio. Le indagini sono state eseguite per verificare se le travi in cemento armato, costruite secondo le nuove regole della DIN 1045, soddisfacessero comunque i requisiti minimi contenuti nella DIN 1042, che sarebbero risultati quindi sufficienti, in caso di incendio, per cautelarsi nei confronti di rotture premature dovute a taglio.

### **2.1.2 Preparazione delle prove**

Per eseguire le indagini sono stati prodotti 28 provini. Le sperimentazioni sono state eseguite in 3 fasi differenti: per prime sono state studiate le travi dalla 1 alla 12, poi dalla 13 alla 18 e, infine, dalla 19 alla 28.

Il comportamento a taglio delle travi in cemento armato esposte ad incendio è influenzato da molti parametri tra cui:

- proprietà termiche di calcestruzzo e acciaio;
- resistenza e rigidità di calcestruzzo e acciaio a temperatura ambiente ed al crescere della temperatura;
- abilità della struttura nel redistribuire le forze interne nel corso dell'incendio.

In ragione di tempi limitati, il programma di prova è stato condotto in modo tale da verificare che le condizioni previste dalla DIN 1045 potessero essere indagate per verificarne la compatibilità con i requisiti minimi della DIN 1042.

### **Materiali da costruzione**

In generale, per questa sperimentazione è stato utilizzato un calcestruzzo preconfezionato, ad eccezione della trave 28 che è stata realizzata con calcestruzzo gettato in opera.

Gli aggregati che costituiscono ogni elemento sono di tipo quarzatico e provenienti dalle aree di Braunschweig e di Vorharzes. In fase di progetto, è stato preferito un tipo di calcestruzzo B 25 per le travi 1, 2 e dalla quinta alla ventisettesima. Alle travi 3 e 4 è stato assegnato il calcestruzzo B 35 e,

infine, alla trave 28 il B 45 (Tabelle 2.1 e 2.2). È sottinteso che i valori di resistenza a compressione considerati in fase di progetto fossero 25, 35 o 45 MPa.

Come legante è stato utilizzato cemento Portland ed al calcestruzzo è stato aggiunto un superfluidificante per le travi 7,17 e 18 (aventi anime larghe 80 mm). Nonostante ciò la classe di resistenza desiderata non è stata raggiunta in tutti i casi ma, per verificarne la possibilità di utilizzo, a poco tempo dalla sperimentazione vera e propria, è verificata con una prova.

I risultati di tali test sono elencati nelle Tabelle 2.1 e 2.2 che specificano la resistenza a compressione media del calcestruzzo delle travi in fase di sperimentazione. Nelle stesse tabelle sono contrassegnati con:

- (★) che indica che i valori di resistenza del calcestruzzo non sono stati raggiunti;
- (\*) che indica che i valori di resistenza del calcestruzzo desiderati sono stati chiaramente superati.

Oltre ad elencare le proprietà del calcestruzzo, la Tabella 2.2 evidenzia anche la carenza di armatura a taglio nella Trave B 15.

Trave [-]	Calcestruzzo [-]	Armatura a taglio $\eta$ [%]	Resistenza a compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
1	B 25	0.67	25.3 (★)
2		1.00	
3	B 35	0.50	28.0 (★)
4		1.00	
5	B 25	0.67	25.3 (★)
6		1.00	
7		0.78	
8		0.67	
9		0.67	
10		1.00	39.6 (*)
11		0.67	
12		1.00	
13		1.00	
14		1.00	

Tabella 2.1: Dettagli relativi ai materiali contenuti nelle travi dalla B01 alla B14.

Trave [-]	Calcestruzzo [-]	Armatura a taglio $\eta$ [%]	Resistenza a compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
15	B 25	0	32.7
16		1.00	32.6
17		1.00	31.5
18		1.00	
19		1.00	32.2
20		1.00	
21		1.00	
22		1.00	33.8
23		1.00	
24		1.00	
25		1.00	34.5
26		1.00	
27		1.00	
28		B 45	1.00

Tabella 2.2: Dettagli relativi ai materiali contenuti nelle travi dalla B15 alla B28.

Precisate le caratteristiche del calcestruzzo, è anche necessario evidenziare che le staffe, in ogni trave, erano composte da acciaio lavorato a freddo del tipo BSt 420/500 RK, mentre quelle longitudinali erano formate da acciaio laminato a caldo con la stessa resistenza a snervamento di quelle trasversali. Nel corso delle indagini si sono verificati problemi di consegna del materiale, perciò, è capitato che venisse usato acciaio naturale della stessa resistenza, che non ci si aspettava influisse sul comportamento a taglio.

L'armatura trasversale era generalmente costituita da staffe verticali esterne e solo occasionalmente sono state disposte staffe interne o barre inclinate a scopo di confronto. Le barre con resistenza di 420 MPa dovrebbero avere una resistenza allo snervamento dello 0,2% equivalente a 240 N/mm<sup>2</sup> ed una resistenza a trazione che vari tra 480 e 620 MPa. La resistenza allo snervamento dello 0,2% è definita come la sollecitazione che risulterà in una deformazione residua allo scarico pari allo 0,2%. In Tabella 2.3 sono riportati i valori di resistenza allo snervamento cubici per ogni diametro utilizzato nelle prove.

Travi considerate [-]	Diametri barre di armatura [mm]	$\beta_{0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1 - 9	6	456.2	534.3
	8	473.3	563.7
	10	436	514.5
	12	408.2	509.5
	14	416.1	515.9
	16	423.8	527.9
	18	468.6	570.9
	22	447.9	559.3
10 - 12	14	444.9	565.2
	18	440.6	532.6
	20	432.2	518.8
	22	476.6	536.5
13 - 15	6	458.6	539.7
	8	427.7	506.9
	10	452.9	545.9
	12	438.7	537.1
	18	429.1	530.7
	20	424.9	520.8
16 - 18	22	491.0	498.5
	8	450.9	539.0
	10	412.4	512.7
	16	437.5	549.4
	20	426.9	537.9
	22	488.3	581.1
19 - 21	25	476.9	578.3
	10	400.1	492.8
	12	407.0	486.8
	20	426.7	521.7
	22	466.4	562.5
	25	451.5	532.7
22 - 24	28	465.3	564.9
	10	449.2	517.4

Tabella 2.3: Caratteristiche di resistenza dell'armatura.

## Dettagli geometrici

I 28 elementi oggetto di studio sono dotati di un diverso numero di campate e di luci di ampiezza differente (Tabelle 2.4 e 2.5).

In tutti gli elementi citati è stata considerata la sezione minima come specificato da normativa e le barre longitudinali sono state posate con un opportuno copriferro, non sovradimensionato.

Nella prima fase della sperimentazione sono state considerate travi "a T" (travi 1-15) poiché la maggiore rigidità laterale ha un effetto favorevole a livello sperimentale, ma successivamente, per velocità, sono state sostituite da travi rettangolari (16, 19-28). Infine il programma è stato integrato da alcune travi con sezione "a doppia T" (17, 18).

Trave [-]	Numero di campate [-]	Luce L [m]	L/h [-]
1	1	3.00	
2	1	3.00	
3	1	3.00	
4	1	3.00	
5	1	3.00	12
6	1	3.00	12
7	1	3.00	12
8	2	2.50	
9	2	3.00	12
10	1	5.00	24
11	2	2.50	
12	2	2.50	
13	1	5.00	
14	1	5.00	24

Tabella 2.4: Proprietà relative alle travi dalla B01 alla B14.

Trave [-]	Numero di campate [-]	Luce L [m]	L/h [-]
15	1	5.00	24
16	2	3.00	
17	2	3.00	
18	1	3.00	
19	2	3.00	
20	1	6.00	
21	2	3.00	
22	2	3.00	
23	2	3.00	
24	2	3.50	10
25	2	3.00	
26	2	2.50	7
27	2	3.50	10
28	2	3.00	

Tabella 2.5: Proprietà relative alle travi dalla B15 alla B28.

Le strutture predisposte per la sperimentazione si dividevano in due gruppi:

- travi a campata singola isostatiche: 1-7, 10, 13-15, 18;
- travi a campata doppia iperstatiche: 8, 9, 11, 12, 16, 17, 19-28.

Questa suddivisione è visibile in Tabella 2.4 ed in Tabella 2.5, in quanto le prime sono caratterizzate da una sola campata, mentre le restanti da due campate uguali con appoggio intermedio.

Le travi a due campate esaminate rappresentano il caso peggiore di sistema continuo. In caso di incendio, questi elementi iperstatici, all'aumentare del momento negativo sull'appoggio, subiscono contemporaneamente il maggior incremento possibile della forza di taglio nella stessa zona. Nella mezzeria della luce della trave si osserva, al contempo, una riduzione del momento positivo.

## Classi di resistenza al fuoco

Per quanto concerne il comportamento in caso di incendio, è stata designata la classe di resistenza al fuoco F 90 (DIN 4102 Parte 2) per le travi dalla 1 alla 6, dalla 8 alla 16 ed alla trave 28. Per gli elementi 7, 17 e 18 è stata considerata una classe F 30, che diventa F 180 nelle travi dalla 19 alla 27.

## Carichi e azioni

Nelle Tabelle 2.6 e 2.7, si può notare che sulle travi 1-4, 8, 11-13, 15-23, 25-28 sono imposti carichi concentrati e sulle travi 5-7, 9, 10, 14, 15, 24 vi sono carichi distribuiti uniformemente (informazioni ricavate dai disegni dettagliati inseriti in [13]). Il punto di applicazione delle azioni concentrate varia da trave a trave.

Trave [-]	N.° di carichi concentrati/carico uniforme sull'intera trave [-]	Carichi distribuiti p [kN/m]	Carichi concentrati P [kN]
1	2		34.7
2	2		52.4
3	2		34.7
4	2		67.4
5	uniforme	26.4	
6	uniforme	39.7	
7	uniforme	17.8	
8	2		51.6
9	uniforme	23.3	
10	uniforme	19.6	
11	2		51.6
12	2		77.7
13	2		67.4
14	uniforme	19.6	

Tabella 2.6: Illustrazione della quantità e del valore delle azioni agenti sulle travi dalla 1 alla 14.

Trave [-]	N.° di carichi concentrati/carico uniforme sull'intera trave [-]	Carichi distribuiti p [kN/m]	Carichi concentrati P [kN]
1	2		34.7
15	4	19.6	
16	2		224.0
17	2		130.2
18	2		81.9
19	4		213.8
20	4		213.8
21	2		265.0
22	2		418.0
23	2		418.0
24	uniforme	142.0	
25	2		270.0
26	8	192.5	
27	8	128.8	
28	4		161.2

Tabella 2.7: Illustrazione della quantità e del valore delle azioni agenti sulle travi dalla 15 alla 28.

### 2.1.3 Modalità di prova

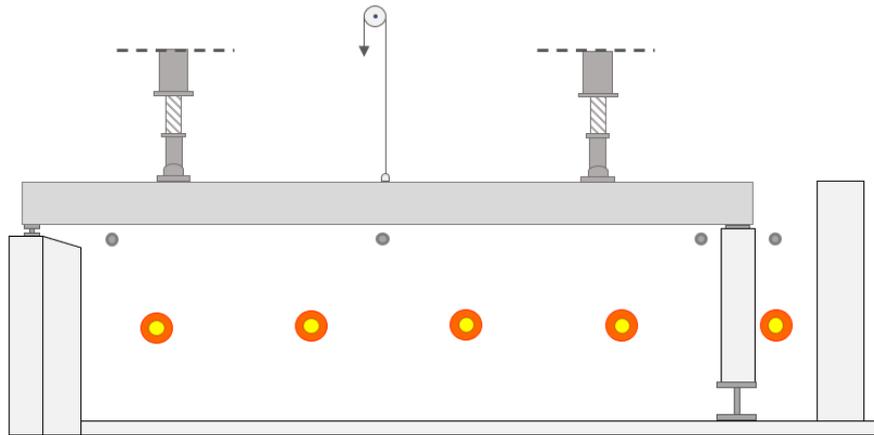
#### Camera di incendio e riscaldamento

I campioni di prova sono stati installati come copertura di un forno dotato di bruciatori di 4.0 m di larghezza e 1.7 m di altezza. La lunghezza della camera variava a seconda della lunghezza del provino considerato. La restante area della copertura, non caratterizzata dal corpo di prova, era ricoperta con lastre di calcestruzzo aerato. Il rivestimento interno di tre delle quattro pareti della camera e il pavimento erano costituiti da argilla refrattaria dura.

Il riscaldamento della stanza è stato eseguito da bruciatori a gasolio (da 3 a 5) posti su entrambi i lati della trave, la cui disposizione è illustrata nelle Figure 2.1 (a) e (b), precisamente riferite ai casi di travi a singola e doppia campata.

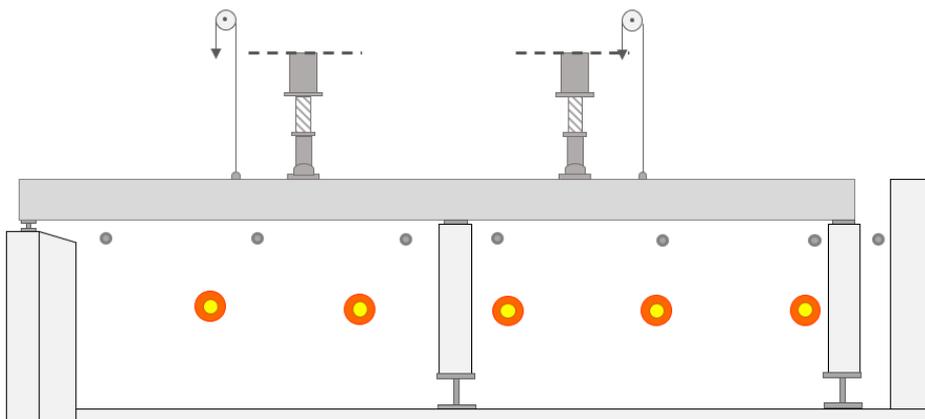
La scelta del tipo di gasolio è stata effettuata come indicato da normativa, servendosi della curva standard temperatura - tempo secondo DIN 4102, coincidente con la ISO 834.

Va fatto notare che i fumi durante la prova furono aspirati da prese d'aria esistenti sul pavimento della camera.



(a)

*Figura 2.1: Bruciatori a gasolio presenti nel compartimento in cui si esegue la prova su travi isostatiche.*



(b)

*Figura 2.1: Bruciatori a gasolio presenti nel compartimento in cui si esegue la prova su travi iperstatiche.*

## Installazione e caricamento del provino

Le travi sono state installate in modo tale che uno degli appoggi di estremità e, nel caso delle travi iperstatiche anche l'appoggio centrale, fossero soggetti al carico di incendio. Questi appoggi sono stati progettati con letto di malta. L'appoggio sull'altra estremità, sia che si trattasse di una trave a singola o a doppia campata, giaceva, protetto dal calore eccessivo, fuori dalla camera di incendio.

Le azioni verticali sono state applicate da presse idrauliche (Figura 2.2) e mantenute costanti durante la prova.

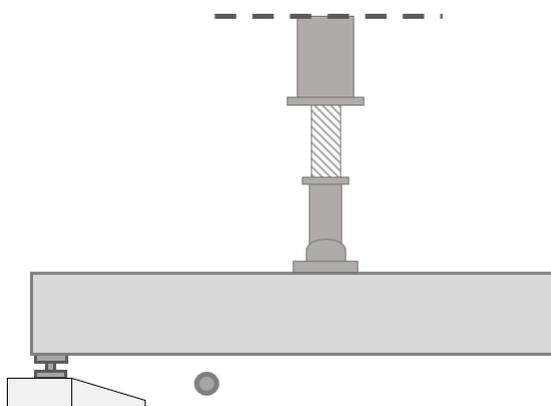


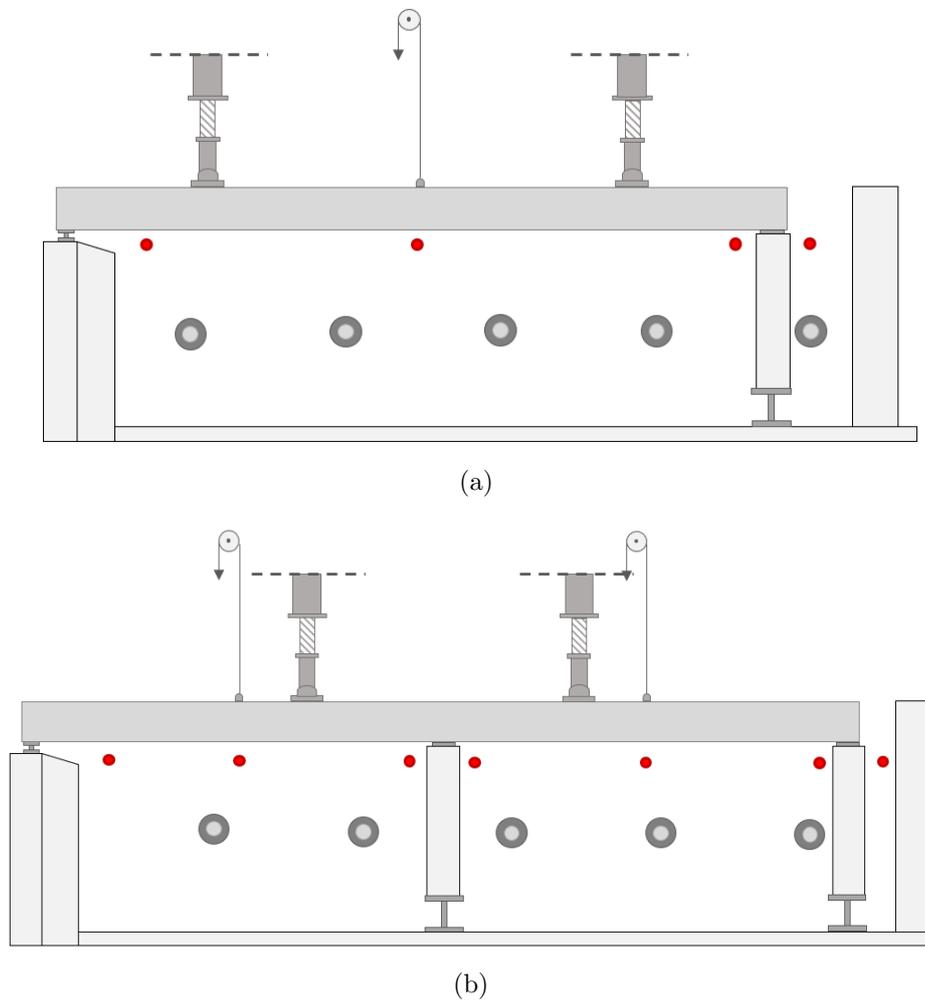
Figura 2.2: Schematizzazione di una pressa idraulica.

### 2.1.4 Programma di misurazione

Si mostrano ora le misure effettuate durante le prove.

#### Misurazione della temperatura nella stanza di prova

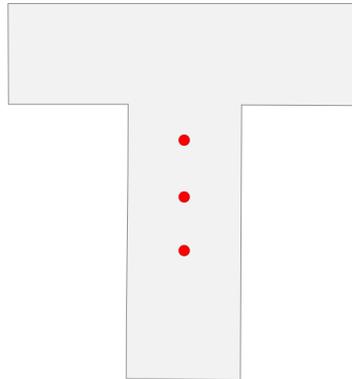
Tramite l'utilizzo di termocoppie NiCr-Ni, la cui disposizione è mostrata nelle Figure 2.3 (a) e (b), è stata controllata la temperatura nella stanza del fuoco. Particolare enfasi è stata posta sul monitoraggio dell'andamento della temperatura nella zona degli appoggi non protetti, dettaglio che ha influenzato i profili termici. Le termocoppie consentono la misurazione della temperatura in funzione del tempo restituendo una curva temperatura-tempo.



*Figura 2.3: Termocoppie disposte inferiormente e lateralmente rispetto alla trave in esame con l'obiettivo di monitorare la temperatura esistente nella stanza. (a) termocoppie disposte attorno a travi a singola campata; (b) termocoppie disposte attorno a travi a doppia campata.*

### **Misurazione della temperatura del calcestruzzo**

In alcune prove (travi 1-9) il riscaldamento del calcestruzzo è stato misurato mediante termocoppie Fe-Co. Le termocoppie sono state fissate sull'asse verticale centrale della sezione trasversale nella mezzera della luce della trave e sopra l'appoggio non protetto. La disposizione dei misuratori sulla singola sezione, indipendentemente dalla sua posizione in direzione longitudinale, è stata effettuata come raffigurato in Figura 2.4.

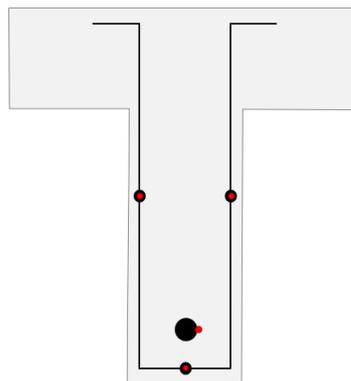


*Figura 2.4: Dettaglio raffigurante la posizione dei punti di monitoraggio della temperatura del calcestruzzo all'interno delle sezioni trasversali.*

### **Misurazione della temperatura dell'armatura longitudinale e dell'armatura trasversale**

Per misurare la temperatura dell'acciaio sono state nuovamente utilizzate termocoppie Fe-Co su barre selezionate dell'armatura al centro della luce della trave e all'estremità della barra.

Invece, l'aumento di temperatura delle staffe è stato misurato sui bracci verticali a metà altezza, sulle parti orizzontali inferiori in corrispondenza della mezzera della trave e, occasionalmente, negli angoli delle staffe inferiori nuovamente mediante termocoppie Fe-Co.



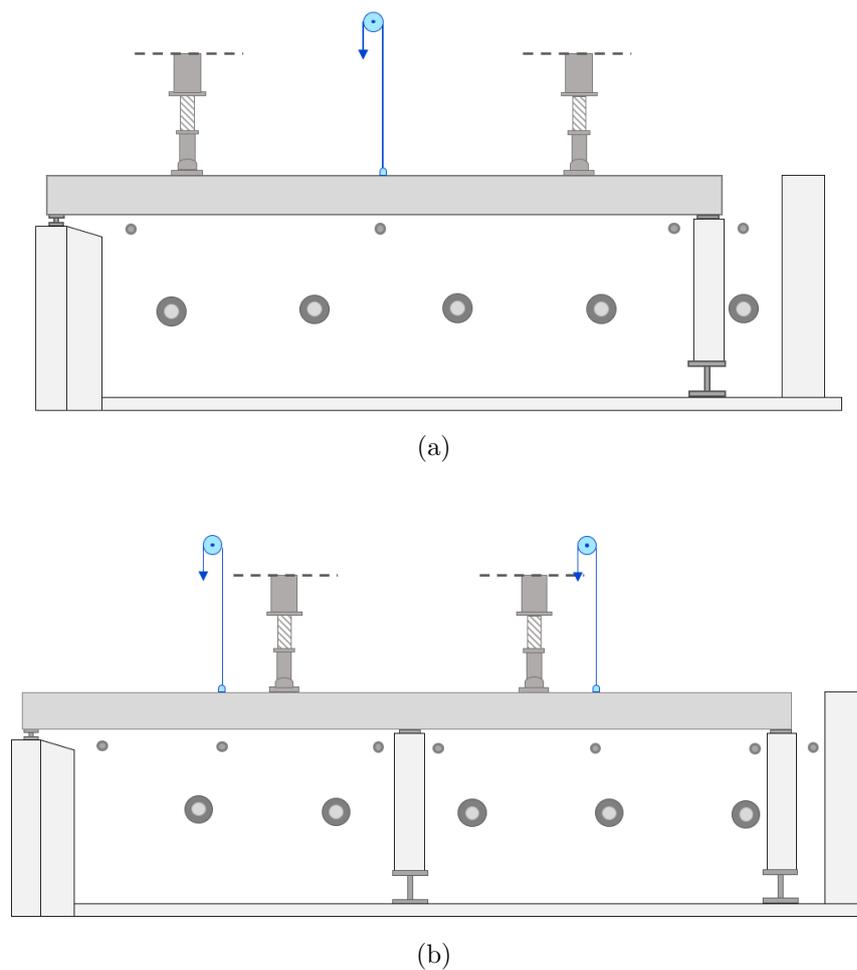
*Figura 2.5: Dettaglio raffigurante la locazione dei punti di monitoraggio della temperatura delle armature longitudinali e trasversali all'interno delle sezioni trasversali.*

Il posizionamento dei misuratori appena descritto è facilmente intuibile dalla

Figura 2.5, mediante l'utilizzo di punti di colore rosso.

### Misurazione della deflessione verticale

Servendosi di sottili fili di acciaio, condotti dal punto di misurazione a dispositivi composti da rulli, è stato misurato l'abbassamento verticale della trave (Figure 2.5 (a) e (b)).



*Figura 2.5: Misuratori composti da rulli e fili in acciaio disposti al di sopra della trave in esame con l'obiettivo di monitorare lo spostamento verticale dell'elemento. (a) sistemi di monitoraggio posti al di sopra delle travi a singola campata; (b) sistemi di monitoraggio posti al di sopra delle travi a doppia campata.*

Solitamente, si prediligeva misurare gli spostamenti al centro dell'elemento o nei punti in cui erano applicati i carichi ma, per impraticabilità a causa della

presenza dei dispositivi di caricamento, fu definito un punto molto vicino a quest'ultimo ed i valori di distanza di tale punto dal supporto esterno sono visibili in Tabella 2.8.

<b>Trave</b> [-]	<b>Distanza dal supporto estremo per monitoraggio spostamenti</b> [m]
1	0.75
2	0.75
3	0.75
4	0.75
5	
6	
7	
8	1.45
9	
10	
11	1.45
12	1.45
13	1.50
14	
15	
16	1.25
17	1.13
18	1.20
19	1.25
20	1.25
21	1.25
22	1.25
23	1.25
24	
25	2.25
26	
27	
28	1.25

*Tabella 2.8: Punti della luce delle travi in cui vengono monitorati gli spostamenti.*

## **Altre osservazioni**

Durante le prove è stato monitorato in continuo il comportamento delle armature e del calcestruzzo. In particolare, sono state osservate le perdite di umidità, la fessurazione e la desquamazione.

### **2.1.5 Valutazione della precisione risultante dai test**

#### **Temperatura della camera di incendio**

Nonostante le sfavorevoli condizioni in cui verteva la sala fuoco, dovute all'installazione di volte di sostegno, le quali venivano di conseguenza riscaldate nel corso dell'esperimento, è stato sempre possibile ottenere una temperatura sufficientemente uniforme lungo l'asse della trave.

#### **Temperatura del calcestruzzo**

La misurazione della temperatura del calcestruzzo in alcuni punti della sezione trasversale centrale e sopra il supporto non è stata utilizzata per misurare campi di temperatura, ma è servita solamente per evidenziare la differenza termica tra l'area di appoggio e l'area centrale, dovuta dalla dissipazione del calore nella parete.

A fine sperimentazione si è constatato il raggiungimento di un soddisfacente riscaldamento dei punti della sezione trasversale. Per questo si può escludere un'influenza favorevole sui risultati del test che avrebbero potuto essere causati da un minor riscaldamento delle aree sottoposte a forti sollecitazioni a taglio.

#### **Temperatura dell'armatura longitudinale tesa**

È stato possibile ottenere il profilo di temperatura dell'armatura longitudinale tesa presente nella parte inferiore della sezione ed in corrispondenza della luce centrale della trave per ricavare valori rappresentativi in caso di fessure dovute a flessione. Lo stesso è stato fatto in corrispondenza degli appoggi dove è stata valutata anche la fessurazione della zona di ancoraggio.

## 2.1.6 Risultati

### Esiti generali

Al termine dell'indagine sono state redatte delle tabelle contenenti i dati che è stato possibile monitorare. Tra questi vi sono le azioni interne ad ogni elemento strutturale, mostrate in Tabella 2.9. Qui, sono presenti due colonne relative al momento, in quanto gli elementi iperstatici presentano flessione sia al centro della luce, sia in corrispondenza del supporto centrale. Il taglio è invece localizzato in un'unica colonna poiché esso rappresenta il valore di taglio decisivo per il collasso dell'elemento.

Il monitoraggio dei materiali che compongono le travi è sfociato in diagrammi che evidenziano la temperatura al variare del tempo e lo stesso vale per le deflessioni verticali che sono state poste in diagrammi e rapportate al tempo trascorso.

Su ogni elemento, in base alle caratteristiche geometriche e di carico sono state sperimentate diverse situazioni di fessurazione e collasso. I tempi e le modalità relative al cedimento degli elementi indagati sono elencati in Tabella 2.10 e gli avvenimenti che portano al fallimento sono riportati, per alcuni degli elementi analizzati, qui di seguito.

Trave	Taglio decisivo	Momento centrale	Momento nel supporto centrale
[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	36.8	27.6	
2	54.5	42.4	
3	36.8	27.6	
4	69.5	52.1	
5	36.8	31.3	
6	54.5	46.2	
7	25.4	21.6	
8	41.4	17.7	26.1
9	41.4	15.6	27.8
10	48.8	65.7	
11	41.4	17.7	26.1
12	62	26.3	38.8
13	54	52.1	
14	48.8	65.7	
15	48.8	65.7	
16	135	115.8	117.9
17	76.6	71.0	68.4
18	84	99.9	
19	252	154.9	210.6
20	252	154.9	210.6
21	162	138.3	140.8
22	252.2	215.7	219.4
23	252.2	215.7	219.4
24	252.2	124.5	222
25	252.2	53.0	136
26	252.2	85.8	153
27	252.2	113.8	202
28	189	116.5	158

Tabella 2.9: Elenco delle azioni interne che interessano le travi oggetti di studio.

Trave [-]	Tempo di collasso [min]	Modalità di collasso [-]
1	85	Flessione
2	90	Flessione
3	88	Flessione
4	102	Flessione
5	81	Flessione
6	109	Flessione
7	34	Flessione
8	85	Taglio - lato acciaio
9	104	Taglio - lato acciaio
10	82	
11	114	Taglio - lato acciaio
12	102	Taglio - lato acciaio
13	106	Flessione
14	112	Flessione
15	96	Taglio - lato calcestruzzo
16	89	Taglio - lato calcestruzzo
17	68	Taglio - lato calcestruzzo
18	80	Taglio - lato calcestruzzo
19	95	
20	168	Taglio - lato calcestruzzo
21	137	Taglio - lato calcestruzzo
22	156	Taglio - lato calcestruzzo
23	155	Taglio - lato calcestruzzo
24	84	Taglio - lato calcestruzzo
25	oltre 200	No collasso
26	222	
27	183	
28	184	Taglio - lato calcestruzzo

Tabella 2.10: Elenco dei tempi e delle modalità di collasso degli campioni indagati.

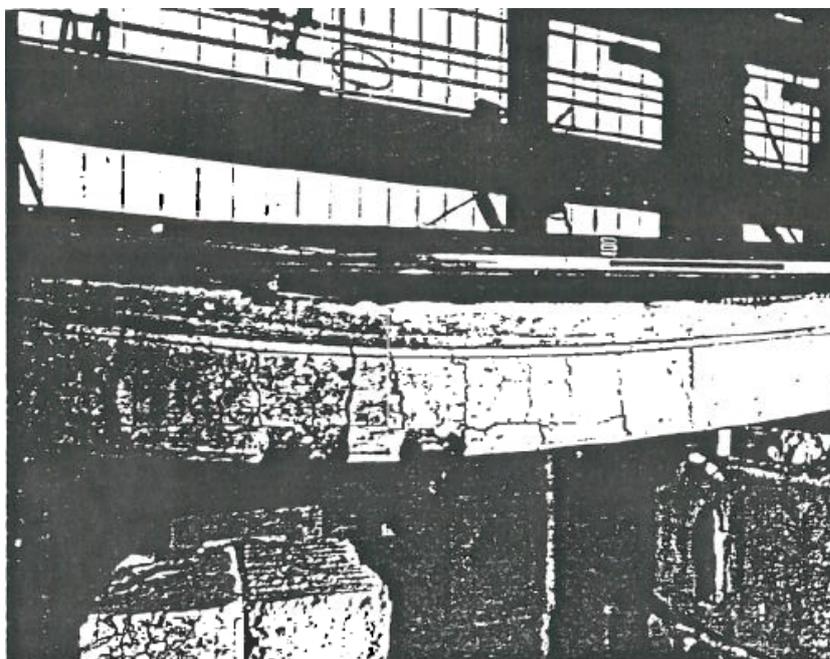
## Campione di prova 1

Trave a singola campata per la quale si osservano:

- 23° minuto: fessure orizzontali nell'anima;
- 55° minuto: fessure verticali nell'area inferiore dell'anima;
- 59° minuto: apparizione di fessure verticali continue;
- 70° minuto: fessure inclinate nella zona di appoggio;
- 85° minuto: fine della prova.

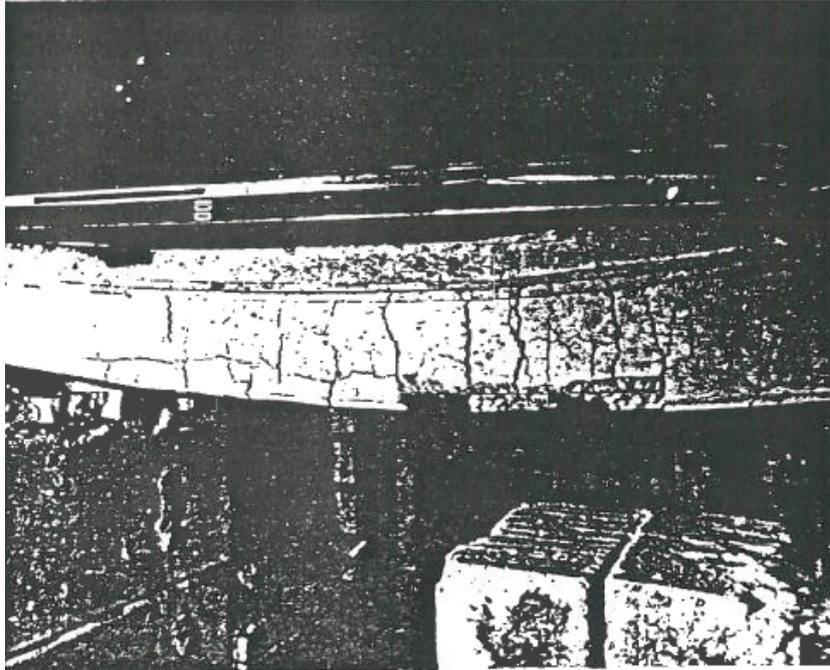
Le fessure oblique osservate non hanno portato a collasso. Questo è stato piuttosto innescato dal cedimento dell'armatura longitudinale ad una temperatura media dell'acciaio di 585°C. Gli appoggi sono arrivati a misurare una temperatura di oltre 630°C.

Le condizioni della trave una volta terminata la prova sono visibili in Figura 2.6 (a) e (b).



(a)

*Figura 2.6: Trave 1 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura.*



(a)

*Figura 2.6: Trave 1 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura.*

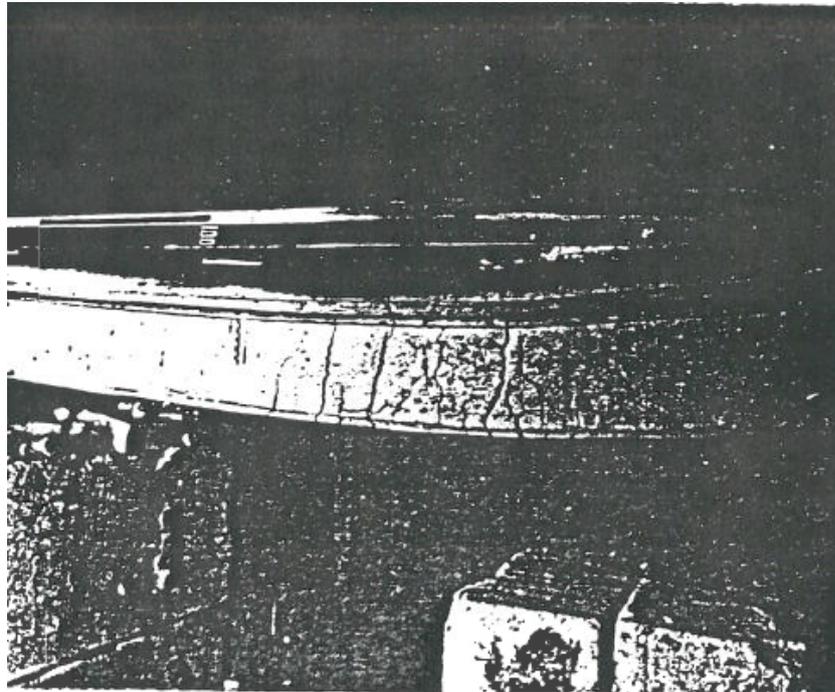
### **Campione di prova 7**

Trave a singola campata per la quale si osservano:

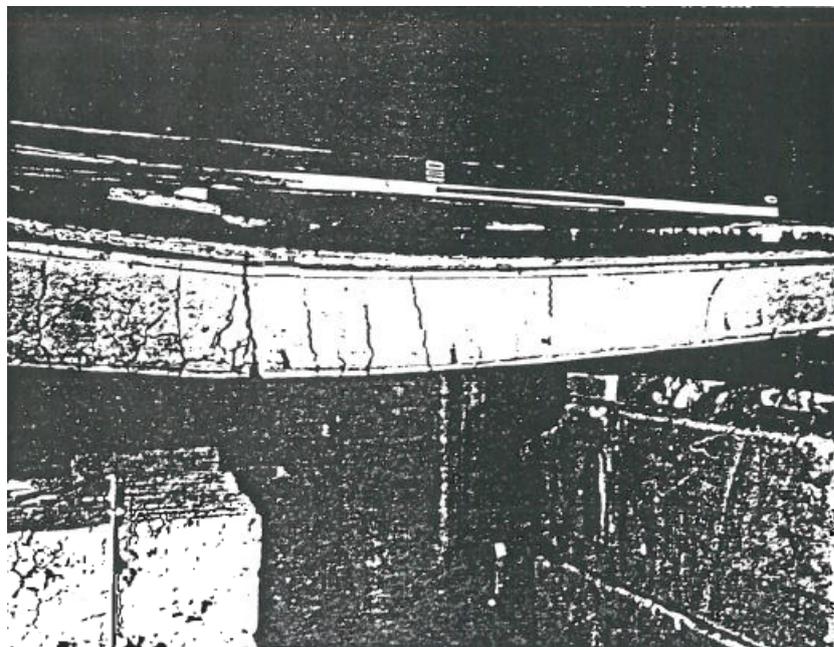
- 23° minuto: fessure orizzontali nell'anima;
- 28° minuto: fessure verticali nell'area inferiore dell'anima;
- 33° minuto: allargamento delle fessure esistenti;
- 34° minuto: fine della prova.

Il collasso avviene nella fascia media dell'elemento. Il collasso si verifica ad una temperatura delle barre longitudinali pari a 580°C.

Le condizioni della trave una volta terminata la prova sono visibili in Figura 2.7 (a) e (b).



(a)



(b)

*Figura 2.7: Trave 7 a seguito del raffreddamento.*

## Campione di prova 17

Trave a doppia campata per la quale si osservano:

- 9° minuto: a causa della formazione di fuliggine, nella zona di appoggio centrale si evidenziano microfratture inclinate;
- 20° minuto: nella zona superiore della trave, in corrispondenza dell'appoggio centrale, si formano fessure trasversali uniformi a distanza pari allo spazio tra le staffe;
- 37° minuto: visibile leggera scheggiatura su una parte di armatura che però è presumibilmente presente da tempo;
- 45° minuto: fessure orizzontali nella flangia inferiore;
- 47° minuto: ampiezza delle fessure a trazione nella zona di flessione (superiore) in corrispondenza del supporto centrale che risulta inferiore o pari a 0.8 mm;
- 58° minuto: fessure oblique tra il punto di carico ed il supporto centrale;
- 63° minuto: fessure oblique nella zona inferiore della trave;
- 67° minuto: dilatazione significativa delle fessure diagonali nell'area del supporto centrale;
- 68° minuto: collasso nella zona del supporto centrale.

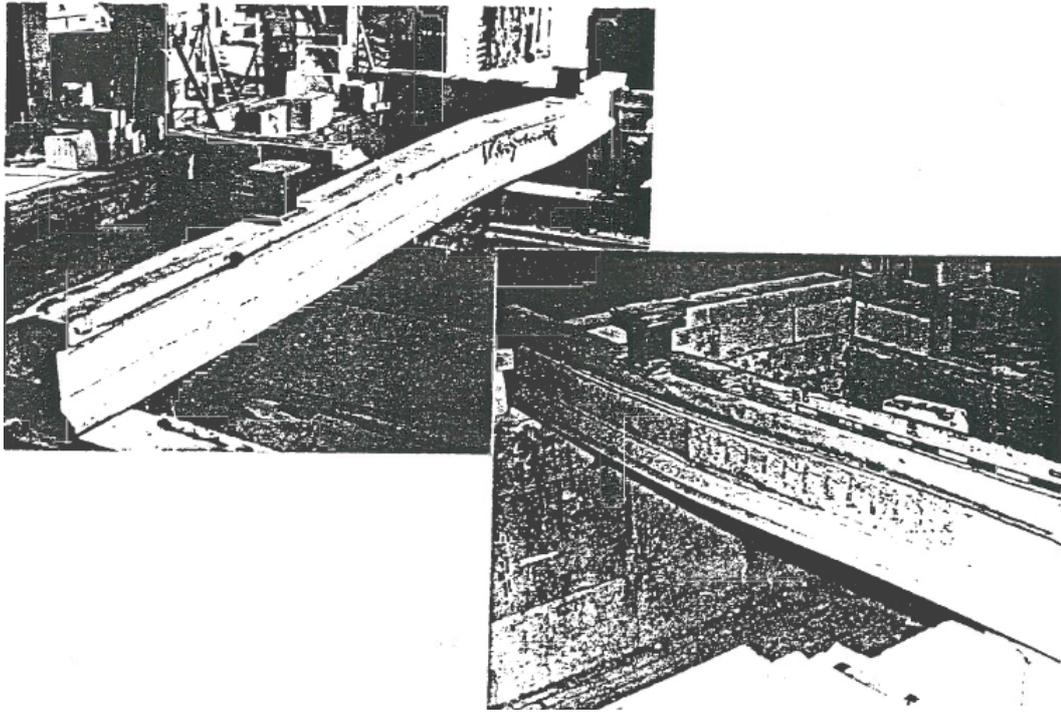


*Figura 2.8: Zoom che evidenzia la fessurazione per taglio dell'anima con staffe non gravemente deformate.*

Il collasso avviene a seguito della formazione di fessure nella direzione principale di stress a compressione e senza rottura delle staffe (verticali) aventi

temperatura pari a 590°C.

Le condizioni della trave una volta terminata la prova sono visibili in Figura 2.9, con particolare illustrato in Figura 2.8.



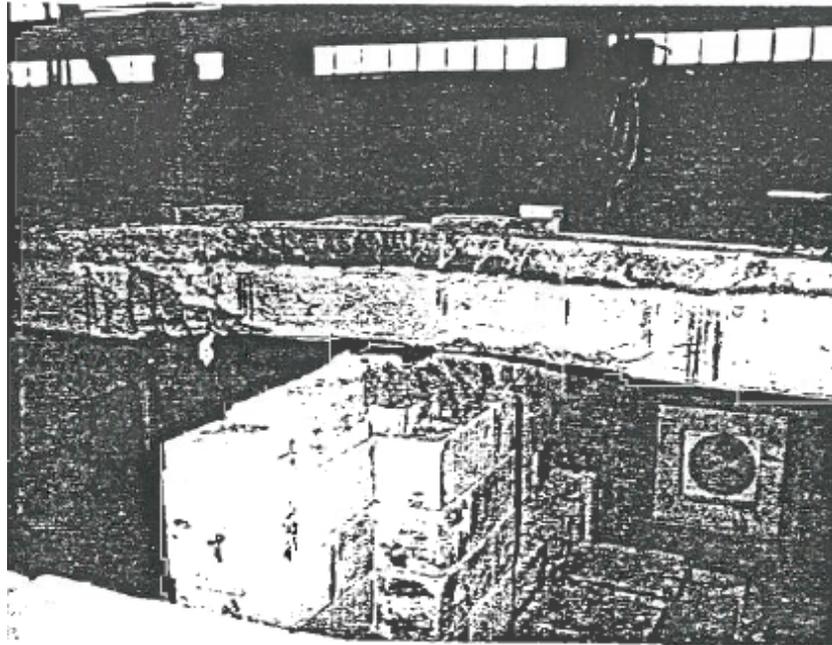
*Figura 2.9: Trave 17 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura.*

### **Campione di prova 20**

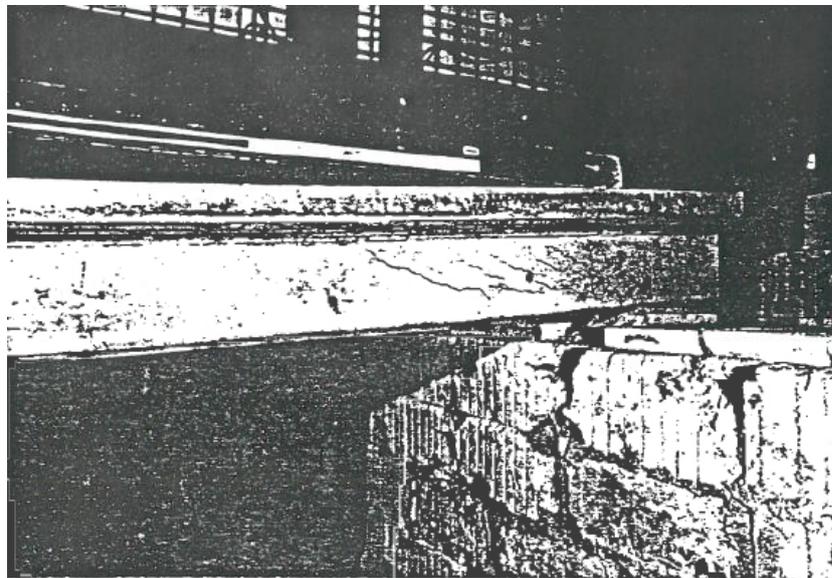
Trave a doppia campata per la quale si osservano:

- 17° minuto: nella zona superiore della trave, in corrispondenza dell'appoggio centrale, si formano le prime fessure trasversali uniformi a distanza pari a quella che intercorre tra le staffe;
- 31° minuto: fessure orizzontali nella parte inferiore della trave;
- 36° minuto: fessure oblique nella zona di applicazione del carico caratterizzata da perdite d'acqua in entrambe le campate;
- 46° minuto: angolo scheggiato in prossimità di uno degli appoggi, ma presente da molto tempo;
- 50° minuto: fessure orizzontali diventano più chiare;

- 51° minuto: nessuna dilatazione significativa delle fessure a trazione nella zona soggetta a flessione nella parte superiore della trave;
- 84° minuto: fessure oblique tra il punto di carico ed il supporto centrale si rendono più evidenti in entrambe le campate;
- 93° minuto: fessure a trazione nella zona soggetta a flessione in corrispondenza dell'appoggio centrale con apertura di circa 1 mm;
- 108° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 93 di circa 1.2 mm;
- 113° minuto: fessure oblique presenti nella zona inferiore della trave intorno alle barre, leggermente più larghe di quelle superiori e con apertura massima di 1 mm;
- 118° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di 1.8 mm;
- 118° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di 2.0 mm;
- 128° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di 2.3 mm;
- 129° minuto: formazione di fessure dovute a flessione in corrispondenza del lato inferiore della trave;
- 133° minuto: fessure oblique presenti nella zona inferiore della trave con apertura massima di circa 3 mm;
- 135° minuto: fessure di trazione per flessione sul lato superiore della trave non significativamente espanse;
- 138° minuto: espansione leggermente maggiore delle fessure diagonali presenti nel campo 2 rispetto a quelle esistenti nel campo 1 e apertura di circa 4 mm;
- 143° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di circa 5 mm;
- 148° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di circa 5.5 mm;
- 153° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di circa 6 mm;
- 158° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di circa 8 mm;
- 163° minuto: apertura massima delle fessure descritte al minuto 113 di circa 10 mm;
- 168° minuto: collasso in corrispondenza del campo 1.



(a)



(b)

*Figura 2.9: Trave 20 a seguito del raffreddamento: (a) raffigura il cedimento del copri ferro esterno alle barre successivo al collasso; (b) è evidenza la fessurazione a taglio nella zona dell'appoggio centrale.*

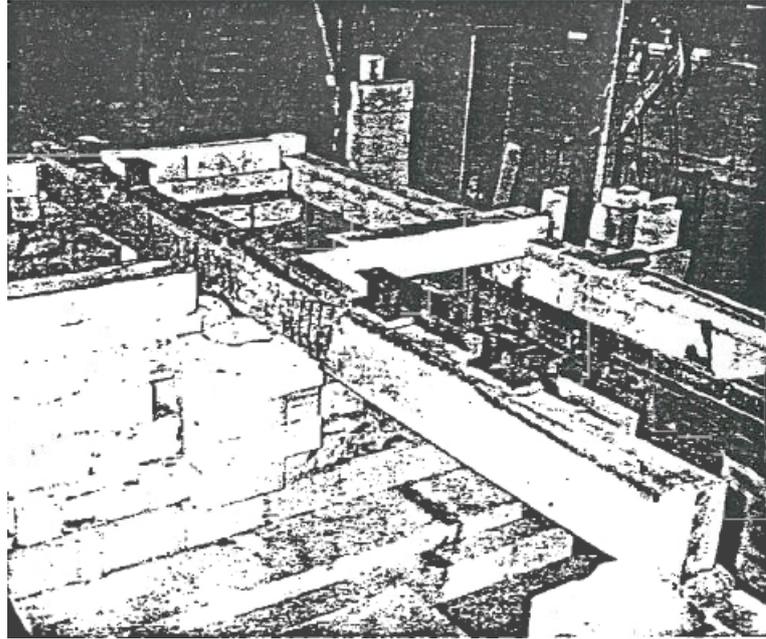
Il provino è collassato a seguito della formazione di fessure che si aprono nelle direzioni principali di sollecitazione a compressione a causa del collasso dell'anima con successiva fessurazione della zona soggetta a flessione, senza rottura delle staffe. Le barre trasversali esterne presentavano una temperatura media di 620°C e quelle interne di 250°C.

Le condizioni della trave una volta terminata la prova sono visibili in Figura 2.9 (a) e (b).

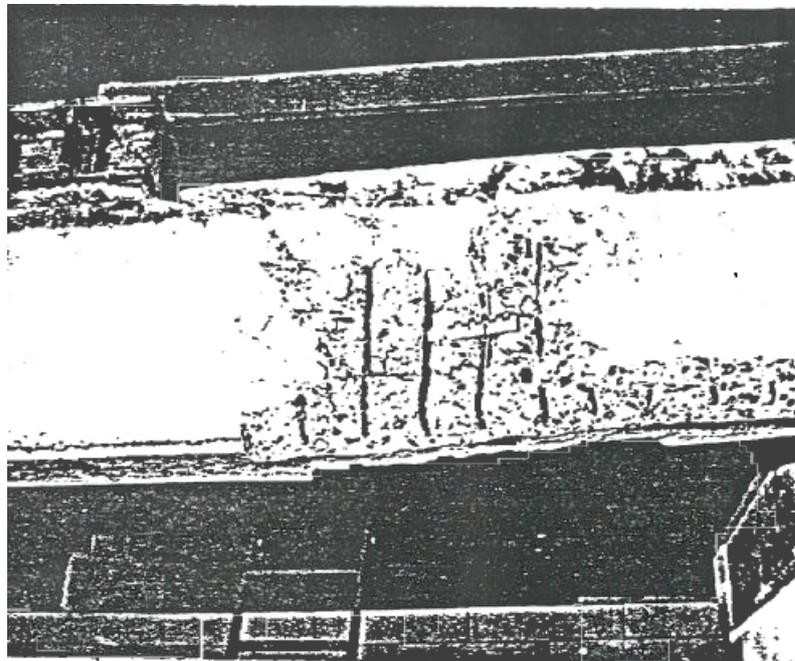
### **Campione di prova 28**

Trave a doppia campata per la quale si osservano:

- 18° minuto: a causa dell'umidità, sono già presenti fessure diagonali tra i punti di applicazione del carico ed il supporto centrale;
- 20° minuto: formazione di fessure anche nella zona dei supporti estremi;
- 26° minuto: nella zona superiore della trave, in corrispondenza dell'appoggio centrale, si formano fessure nello spazio tra ogni staffa;
- 33° minuto: le fessure osservate al minuto 18 si estendono a 45-50° dai punti di applicazione più vicini al supporto centrale, tale inclinazione diminuisce a 30° nella zona di appoggio terminale;
- 49° minuto: fessure orizzontali nell'area inferiore dell'anima tra il punto di applicazione del carico ed il supporto centrale;
- 53° minuto: fessure orizzontali nell'area inferiore dell'anima in cui i momenti sono massimi;
- 58° minuto: le fessure orizzontali osservate al minuto 49 si espandono verso l'alto in direzione obliqua;
- 63° minuto: vi è una leggera tendenza del provino a collassare e si nota come le fessure presenti nell'area inferiore dell'anima siano più pronunciate rispetto a quelle nell'area superiore al minuto 18;
- 70° minuto: allargamento lento delle fessure, la cui larghezza risulta  $\leq 2$  mm;
- 72° minuto: fessure dovute a flessione nell'area inferiore dell'anima in cui i momenti sono massimi;
- 73° minuto: aumento della larghezza delle fessure presenti nella parte inferiore rispetto a quelle presenti nella parte superiore nella seconda campata;
- 75° minuto: larghezza delle fessure nella seconda campata  $\approx 3$  mm;
- 80° minuto: larghezza delle fessure nella seconda campata  $\approx 5$  mm;



*Figura 2.10: Trave 28 a seguito del raffreddamento. Le parti di cemento facenti parte del copriferro si sono staccate al momento della rottura.*



*Figura 2.11: Zoom che evidenzia la zona di collasso per taglio nei pressi della zona centrale di appoggio.*

Il collasso avviene a seguito della formazione di fessure nella direzione principale dello stress a compressione, che portano alla fessurazione dell'anima del calcestruzzo ma senza rompere le staffe verticali aventi temperatura pari a 595°C.

Le condizioni della trave una volta terminata la prova sono visibili in Figura 2.10, con particolare illustrato in Figura 2.11.

### 2.1.7 Discussione dei risultati ottenuti

Le travi 1-7, 10, 13-15 e 18 sono state esaminate come sistemi a singola campata. Le dimensioni della sezione e la disposizione delle armature di ognuna delle travi appena elencate (ad eccezione delle travi 7 e 18 che erano progettate come F 30) hanno rispettato i requisiti stabiliti nella DIN 1042 (Parte 4) per la classe di resistenza al fuoco F 90.

Per tutte le travi eccetto la 15 e 18 è stato possibile affermare che non si fossero verificate fessure a taglio. In ogni trave avente unica campata è stato riscontrato un collasso dell'armatura longitudinale in corrispondenza dei punti con momento massimo e, al termine dell'analisi, è stato possibile raggiungere l'ordine di grandezza di temperatura critica dell'acciaio previsto. Le staffe sono state dimensionate in modo tale che la loro tensione raggiungesse, durante la prova, il massimo valore di stress ammissibile  $\sigma = 240N/mm^2$  e, infatti, le armature trasversali in acciaio formate a freddo con diametri  $\phi$  6, 8 e/o 10 hanno, quasi tutte, superato il limite di snervamento minimo. Secondo il "Report of methods of assessment of the fire resistance of concrete structural members", le temperature di rottura delle staffe sarebbero state previste. Tuttavia, questo valore è stato ampiamente superato nei test senza che le staffe si guastassero.

Le osservazioni sperimentali mostrano che in molte travi il carico di fessurazione a taglio è stato raggiunto in una fase relativamente precoce dell'esperimento. Nella trave 4, già al 12° minuto della prova erano state osservate fessure che seguivano le traiettorie di sollecitazione per compressione. Ciò era dovuto a depositi di fuliggine particolarmente "economici". Le fessure erano tuttavia così strette che non potevano più essere viste dopo che la fuliggine si era bruciata. Solo nelle fasi successive dell'esperimento, a partire da circa il 60° minuto dell'esperimento, le fessure oblique si sono allargate in modo tale da diventare nuovamente visibili. Esse tuttavia non hanno portato a collasso. Le travi 8, 9, 11, 12, 16, 17, 19-28 sono state, invece, esaminate come sistemi

a doppia campata.

Le dimensioni della sezione trasversale e la disposizione delle armature di ognuna delle travi fino alla 19 e poi la 28 hanno rispettato i requisiti stabiliti nella DIN 1042 (Parte 4) per la classe di resistenza al fuoco F 90. Le travi dalla 19 alla 27 li hanno invece rispettati per una resistenza al fuoco F 180 e la trave 17 per una resistenza al fuoco F 30.

In fase conclusiva, è stato possibile distinguere diversi comportamenti tra travi ad unica campata ed a campata doppia. Nel primo caso, si sono stati accertati più collassi per flessione che per taglio e quest'ultimi sono principalmente causati dall'assenza di armatura o dalla presenza di una trave "a doppia T".

Per le travi a doppia campata, invece, è possibile notare una forte prevalenza di collassi a taglio. Questo risultato è riconducibile alla presenza della redistribuzione del diagramma di momento flettente. Essa può portare a un incremento delle forze di taglio nei supporti intermedi e, di conseguenza, ad un aumento del rischio di collasso a taglio.

Krampf concluse che i modelli di trave, utilizzati a temperatura ambiente, possono essere utilizzati anche ad alte temperature e che, cambiando la tipologia di calcestruzzo, non si hanno peggioramenti o miglioramenti lampanti.

Va aggiunto che, un'influenza dal tipo di carico è stata rilevata solo in caso di lunga esposizione al fuoco: con tutte le travi progettate per la classe di resistenza al fuoco F 90, non sono state rilevare significative differenze di comportamento, dovute al tipo di carico. Tuttavia, con la classe di resistenza al fuoco F 180, le travi soggette a carico uniforme si sono comportate meglio delle singole travi di carico. Ciò significa che nell'eventualità di un test avente una durata maggiore o uguale a 180 minuti, sarà possibile notare come la resistenza delle travi soggette a carichi distribuiti sia maggiore della resistenza nell'ipotesi di azione concentrata. Qualora la durata dell'esperimento fosse inferiore a 180 minuti questa differenza non sarebbe visibile in modo esplicito. Sicuramente uno studio più approfondito di alcuni parametri, avrebbe aumentato significativamente il valore scientifico del lavoro, ma i risultati della ricerca sono comunque validi. Questi affermano che anche con travi fortemente sollecitate non sono necessarie precauzioni speciali riguardo alla protezione a taglio per le classi di resistenza al fuoco F 30, F 60 e F 90, se secondo la DIN 4102 parte 4 non è necessaria. Per le travi delle classi di resistenza al fuoco F 120 e P 180, devono essere eseguite istruzioni aggiuntive e, in alcuni casi, deve

essere previsto un allargamento della sezione trasversale del calcestruzzo. In fase finale è stato anche precisato come lo sviluppo delle teorie parallelamente alla sperimentazione non era sufficiente nel programma di ricerca svolto, poiché non era possibile uno studio intensivo dei parametri con i fondi disponibili.

Le indagini hanno mostrato, inoltre, che le analogie del trasferimento del carico, che sono state sviluppate per strutture al di sotto della temperatura ambiente (archi coulisse, capriate e tralicci) sono utili anche in caso di incendio.

## 2.2 Studio di Lin, Ellingwood e altri

Dopo alcuni anni, precisamente negli anni 90 del XX secolo, in America vennero sperimentate, in condizioni di incendio, 6 travi rettangolari [10]. Di questi elementi, quattro furono testati con fuoco standard ASTM E119, agente su 3 lati, mentre, i due restanti, furono analizzati nella loro interezza servendosi della "Curva ad Alta Intensità di Durata Limitata" (SDHI). Le curve appena citate sono raffigurate in Figura 2.12.

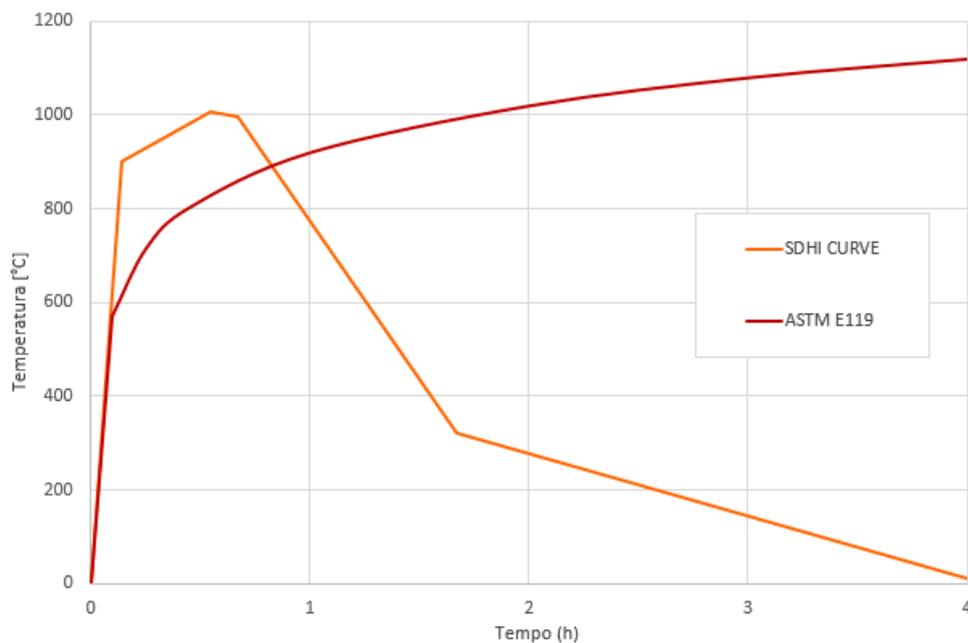


Figura 2.12: Curva di incendio standard ASTM E119 e curva ad Alta Intensità di Durata Limitata SDHI.

### 2.2.1 Considerazioni iniziali

La previsione della resistenza al fuoco di strutture e di componenti in cemento armato è solitamente trattata indirettamente nella progettazione strutturale. La resistenza al fuoco dei componenti strutturali negli Stati Uniti viene normalmente valutata mediante prove effettuate secondo le disposizioni della norma ASTM (American Society for Testing and Materials). Questi test, sfruttano la Curva Standard E119 e costituiscono la base per assicurare la maggior parte dei requisiti delle normative edilizie per la resistenza al fuoco. Caratteristiche rilevanti di tali prove sono il costo e l'applicabilità che risultano molto costose e non impiegabili su una scala sufficientemente ampia per sviluppare criteri generali relativi alla progettazione della resistenza al fuoco di una varietà di strutture.

Inoltre, la curva Standard E119 potrebbe portare a valutazioni di incendio eccessivamente conservatrici, per cui vi sono casi in cui se ne preferiscono altre.

Per estendere l'applicabilità dei limitati dati di prova disponibili, sono state anche sviluppate procedure analitiche in grado di calcolare la risposta termica e strutturale di strutture esposte a incendi. Queste consentono di non dover obbligatoriamente ricorrere a prove di laboratorio per studiare le risposte termica e strutturale di un elemento.

Prima dello studio eseguito da Lin e Ellingwood in America, sono stati condotti numerosi test su travi in c.a. soggette ad incendio presso il "Fire Research Laboratory of Construction Technology Laboratories" in Illinois, che rappresenta il laboratorio della Portland Cement Association. Tutte queste prove sono state svolte considerando una curva di fuoco standard ASTM E119 e travi in cemento armato e precompresso non esposte al fuoco in corrispondenza degli appoggi. Queste travi alla fine dei test fallirono per flessione ma non è stata effettuata alcuna indagine sperimentale sulla possibilità che lo stato limite per alcune travi potesse essere correlato al comportamento a taglio, piuttosto che quello a flessione. Le sollecitazioni dovute a deformazioni termiche possono causare fessure o scheggiature dell'elemento strutturale, riducendo l'area di calcestruzzo disponibile per resistere alle forze di taglio. Pertanto, esiste la possibilità che una trave in cemento armato progettata per cedere a flessione in condizioni ambientali possa collassare improvvisamente per taglio a temperature elevate durante un incendio. Uno degli obiettivi dello studio sperimentale di Lin e Ellingwood consisteva nel valutare questo

tipo di andamento delle prove.

## 2.2.2 Caratteristiche degli elementi sottoposti a prove sperimentali

Come già affermato, sono state analizzate sei travi in cemento armato, testate presso i laboratori della "Portland Cement Association". Tutte le travi sono state progettate secondo lo standard ACI 318, con una luce di di 6,1 m e una mensola di 1,8 m. Le travi sono state fabbricate utilizzando cemento portland di tipo I, sabbia e aggregato di ghiaia carbonica, con una resistenza alla compressione di 2,8 MPa e barre d'armatura deformate "Grade 60".

In Figura 2.13 è presentato un esempio di trave oggetto di studio caratterizzata dalla geometria appena descritta e nella quale viene illustrata la posizione dei carichi verticali.

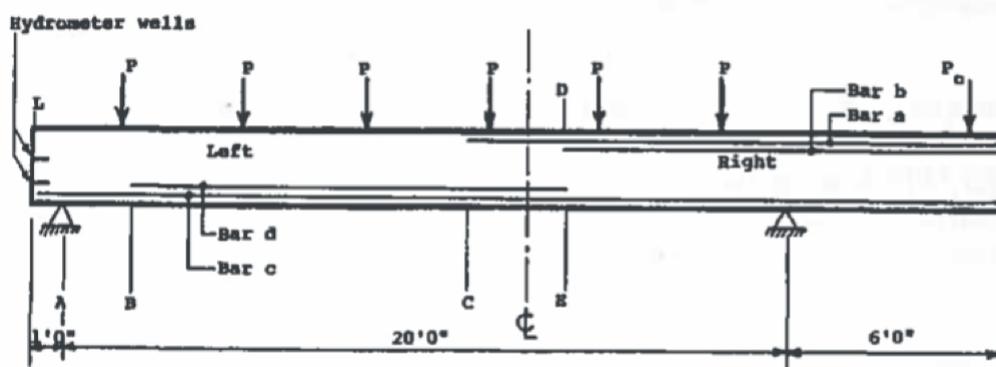
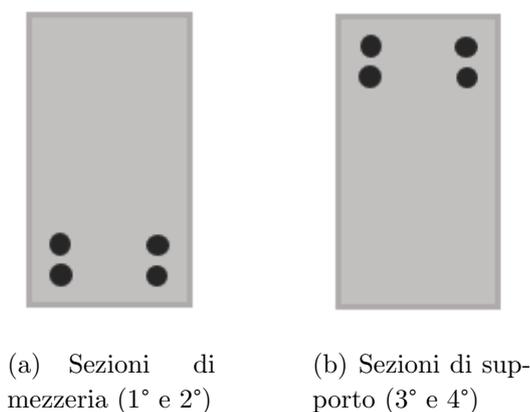


Figura 2.13: Dettaglio dell'elemento trave studiato.

Le curve d'incendio scelte, già anch'esse descritte e illustrate, sono la ASTM E119 per quanto concerne le prove ad incendio di lunga durata e di intensità moderata e la SDHI per la breve durata. La prima di queste ha un andamento monoticamente crescente che implica una sorgente di calore inesauribile, caratteristica che rappresenta un'ipotesi poco realistica in quanto l'incendio ha una durata finita a cui consegue una decrescita.

Per eseguire la seguente prova, sono state usate 75 termocoppie, accuratamente posizionate sulla zona esposta, sulle superfici delle armature trasversali e sulle staffe di ogni trave, con lo scopo di misurare temperatura, carico e deflessione in modo continuativo.

In figura 2.14 sono raffigurate le sezioni più significative dell'elemento analizzato, a cui si riferiscono i risultati in Figura 2.15.



*Figura 2.14: Dimensione della sezione dell'elemento trave in corrispondenza di supporti e mezzeria, con riferimento alle curve risultanti dalla sperimentazione.*

### 2.2.3 Risultati dei test

Per tutte le travi sperimentate e soggette allo stesso tipo di incendio il comportamento è stato simile.

Per quanto concerne il comportamento del calcestruzzo, quando soggetto a curva SDHI, per esempio nella Trave 5, esso raggiunse rapidamente una temperatura di 1016°C durante i primi 45 minuti di esposizione per poi raffreddarsi a 316°C oltrepassata l'ora e mezza di tempo. Queste sono però le temperature che caratterizzavano la parte esterna della trave. In quella interna la temperatura era molto più elevata, anche dopo le tre ore trascorse e questo ha influenzato il collasso dell'elemento.

Considerando invece la curva ASTM E119, in Figura 2.15 è illustrata la variazione di temperatura delle armature longitudinali, che influenzano significativamente la resistenza a flessione dell'elemento. Come visibile in tale diagramma le barre inferiori, ossia le 1° e le 2°, hanno una temperatura che aumenta più velocemente di quella relativa alle superiori (3° e 4°). La temperatura delle staffe risulta invece molto simile a quella misurata negli strati inferiori di barre longitudinali.

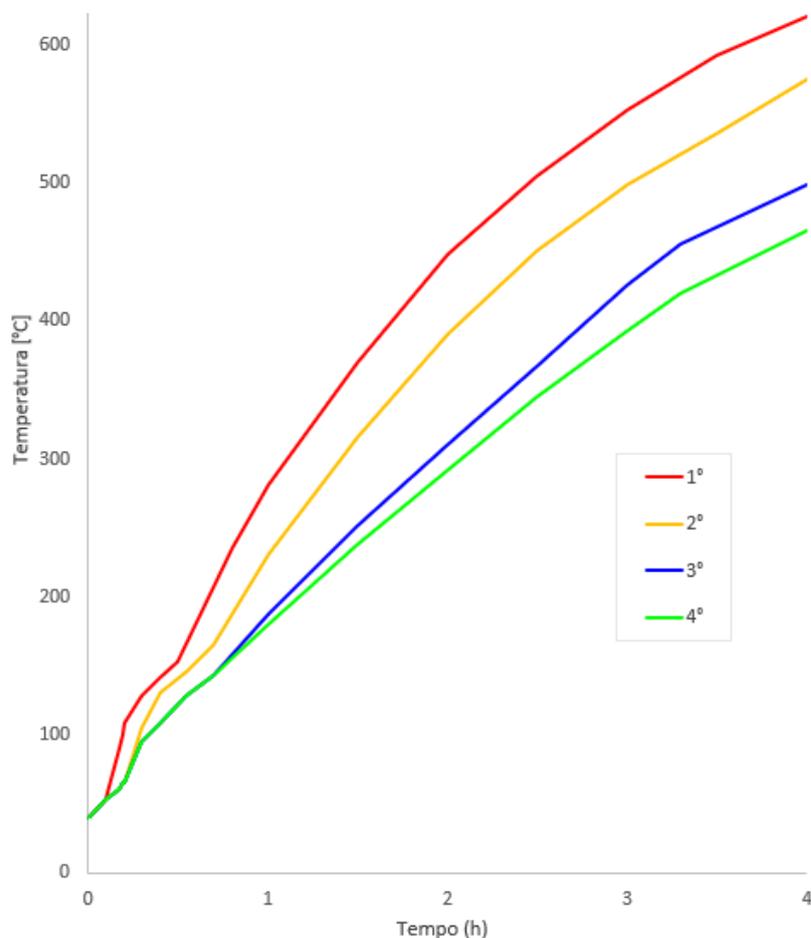


Figura 2.15: Misurazione della temperatura dell'armatura contenuta nella trave 1 esposta alla curva d'incendio ASTM E119.

L'analisi strutturale termomeccanica, abbinata ad appropriate proprietà del materiale, può essere utilizzata per prevedere il comportamento degli elementi strutturali in cemento armato esposti a incendio. La capacità dell'analisi di prevedere il comportamento strutturale è limitata dalla qualità dei dati disponibili sul comportamento dei materiali strutturali a temperature elevate e, in misura minore, dal modello analitico, in cui l'effetto di fessurazioni localizzate e scheggiature del calcestruzzo è trascurato. Lo svolgimento di questo esame ha portato gli studiosi a constatare come, dopo circa un'ora e mezza di test, si creassero crepe a taglio nelle vicinanze del supporto continuo, propagandosi diagonalmente dal basso verso l'alto per poi stabilizzarsi entro le due ore. Al contrario, le fessure dovute a momento flessionale, focalizzato

nella mezzeria della trave, apparirono solo due ore dopo l'inizio della prova e continuarono a propagarsi per un'altra ora e mezza, portando quindi a un collasso per flessione.

Nonostante la sostanziale fessurazione interna delle travi che risultava da gradienti di deformazione non lineari a temperature elevate, la resistenza a taglio delle travi a temperature elevate non apparse un problema rilevante.

A fronte dei risultati appena descritti, Lin e Ellingwood decisero di progettare modelli matematici, per prevedere la risposta strutturale e termica, attribuiti unicamente alla parte centrale della trave, non considerando la possibilità di collasso a taglio, valutata non critica durante l'esposizione al fuoco delle travi in c.a.

Oltre a questa conclusione, si verificò l'importanza di conoscere esattamente la temperatura a cui si trova la barra di armatura contenuta nella sezione di trave in calcestruzzo, determinante per ottenere l'esatta resistenza globale dell'elemento.

Il calcolo delle temperature delle barre con un'analisi termica bidimensionale tende ad essere conservativa perché non si tiene conto della capacità dell'armatura di condurre il calore longitudinalmente. Al contrario, la resistenza a compressione e la rigidità del calcestruzzo sono meno sensibili alle variazioni di temperatura alle temperature tipicamente sviluppate durante un incendio, e quindi l'accuratezza nella previsione delle temperature del calcestruzzo è di minore importanza.

## 2.3 Metodo di valutazione del taglio di Contini e Masento

In Italia, intorno al 1990, Contini e Masento valutarono la resistenza al fuoco di strutture in calcestruzzo e lo stato limite ultimo dovuto a forze di taglio su diversi tipi di sezione.

Il metodo formulato si basava sull'analisi computerizzata di sezioni rettangolari, a T e a doppia T, esposte alla curva ISO 834 su ogni lato, illustrata in Figura 2.16. Questa curva, come puntualizzato in [14], è di tipo nominale e descrive l'incendio standard, rappresentato con una temperatura media dei gas di combustione che cresce continuamente nel tempo in modo logaritmico secondo la relazione:

$$T_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (2.1)$$

Nell'Eq. 2.1,  $t$  è il tempo espresso in minuti e  $T_g$  la temperatura in °C.

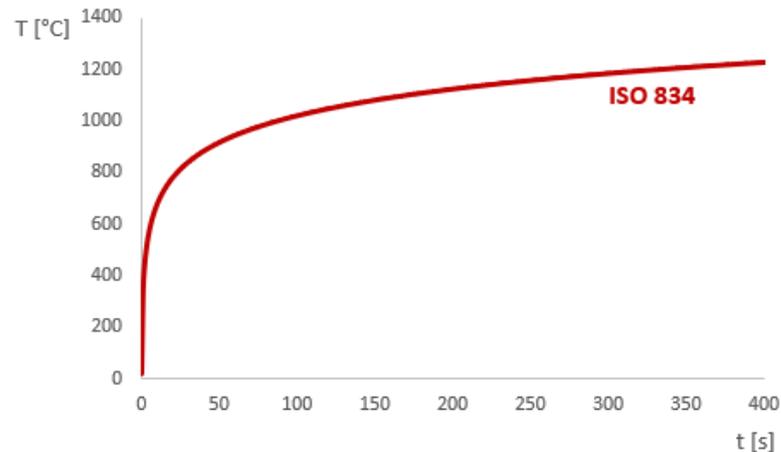


Figura 2.16: Diagramma raffigurante la curva nominale standard ISO 834.

Nell'esame delle travi non vennero inserite barre di armatura, in quanto, si supposeva che esse, in confronto al calcestruzzo, nell'analisi termica portassero un contributo molto inferiore.

L'analisi venne eseguita con un programma basato sul metodo ad elementi finiti, assumendo che il calcestruzzo avrebbe perso capacità di resistere ai carichi quando la temperatura avesse superato i 700°C.

L'effettivo esame della resistenza a taglio è stato applicato considerando la trave generalizzata di Ritter-Mörsch come elemento avente meccanismo efficacemente resistente a taglio, pur in condizioni termiche variabili.

I calcoli computerizzati sono stati svolti svariate volte, variando di volta in volta:

- Tipologia di sezione;
- Spessore dell'anima della sezione;
- Qualità del calcestruzzo.

Il prodotto risultante da tale operazione è stato raffigurato in grafici il cui asse delle ordinate riportava il rapporto tra resistenze a taglio a temperature elevate e a temperatura ambiente, o, in alternativa, la temperatura massima delle staffe. Sull'asse delle ascisse, invece, venne riportata la larghezza iniziale dell'anima della sezione e i vari grafici fatti variare a seconda del tempo di esposizione al fuoco.

In base alle considerazioni fatte, si comprende che questo metodo di valutazione può essere utilizzato dagli utenti che, analizzando i vari grafici, vogliono giungere a definire la resistenza a taglio, di una delle tre tipologie di sezione proposte, ad un certo tempo di esposizione e che vogliono compararla con la resistenza a taglio dovuta solamente ai carichi agenti.

La formulazione definita da Contini e Masento ha dei limiti: le poche tipologie di sezione proposte, elementi esposti su tutti e quattro i lati e risultati molto conservativi. Gli autori infatti constatarono che, eseguendo una prova pratica, si sarebbe potuto assistere ad una resistenza a taglio molto più alta di quella valutata.



## Capitolo 3

# Modello analitico per il calcolo della resistenza a taglio

Per dimostrare che i modelli a temperatura ambiente sono adatti anche nel caso di temperature elevate, o viceversa, una delle vie possibili è rappresentata dal calcolo analitico. La prEN 1992-1-2 [7].

Quando si esegue il progetto e/o la verifica a taglio di elementi sottoposti a temperature elevate dovute a incendio si presentano due possibili valutazioni:

- la rarità dei collassi a taglio, che va quasi a svilire l'importanza della verifica, appunto, a taglio;
- la possibilità che i modelli disponibili (presenti nella normativa e basati sul concetto di sezione ridotta come il metodo dell'isoterma 500°C ed il metodo a zone) non siano pienamente verificati.

L'assunzione dell'assenza di collasso dovuto a taglio negli elementi trave porterebbe un progettista a non eseguire il dovuto dimensionamento delle armature trasversali e/o la verifica su di essi. La considerazione riguardante la non totale correttezza dei metodi esistenti per tale verifica merita attenzione e porta quindi alla scelta di verificare i modelli esistenti. Questi riguardano lo studio a temperatura ambiente di travi in c.a. soggette a taglio e di forze di scorrimento proporzionali al taglio che si formano all'interno dell'elemento. Come già spiegato nel Paragrafo 1.1.3, questa forza orizzontale viene equilibrata dalle azioni esistenti nel puntone in calcestruzzo e nel tirante, considerando un'armatura trasversale che può anche essere inclinata.

In questo elaborato, ci si propone di verificare a taglio le 28 travi oggetto

di sperimentazione da parte di Krampf [13]. Per fare questo ci si basa sul meccanismo a traliccio a inclinazione variabile i cui dettagli sono presentati nel Paragrafo 1.1.3 e si definiscono in primo luogo:

- Geometria della sezione;
- Caratteristiche di resistenza dei materiali che compongono la sezione;
- Diagrammi che illustrano l'aumento di temperatura al crescere del tempo di incendio nelle armature trasversali e longitudinali.

### 3.1 Definizione di geometria e materiali

Servendosi di un foglio di calcolo, si procede in primo luogo con l'impostazione delle dimensioni delle sezioni di ogni trave oggetto di studio e l'illustrazione delle resistenze dei singoli elementi che compongono la trave. Il documento di riferimento è nuovamente composto dall'estratto [13] della relazione finale compilata da Krampf al termine della sua sperimentazione.

Lo svolgimento delle verifiche a taglio viene eseguito anche grazie alla definizione esatta delle quantità geometriche, sia al tempo iniziale di incendio sia con l'aumento della temperatura. Una delle misure che resta teoricamente fissa per tutta la durata di prova è la posizione dei ferri longitudinali, posti sia superiormente che inferiormente nella sezione. L'altezza utile delle barre è identificata con la lettera  $d$  e viene determinata tramite la media pesata dei valori di altezza utile con riferimento alle aree delle singole barre presenti nella parte tesa dell'elemento analizzato.

In fase di calcolo nella maggior parte dei casi viene utilizzato il valore di altezza utile  $d$  moltiplicato per 0.9, il cui risultato fornisce approssimativamente il braccio  $z$  della coppia interna.

Altro dato geometrico importante ai fini della verifica a taglio delle travi è rappresentato dal passo delle staffe  $s$  che può variare sia da un elemento all'altro, sia nella lunghezza delle travi analizzate. Nella definizione di tale quantità è necessario distinguere le travi isostatiche e quelle iperstatiche in quanto un possibile collasso per taglio si verifica nello spazio della trave adiacente agli appoggi esterni nella prima tipologia di travi ed in prossimità dell'appoggio centrale per le travi iperstatiche.

Oltre al passo delle staffe in molte travi varia anche la misura del diametro di questa tipologia di armatura nel singolo elemento. Il valore del passo delle staffe, in tutti i casi analizzati, è sempre riferito ad una sola tipologia di barre

trasversali, nonostante essa vari lungo la trave.

Per il calcestruzzo, nelle Tabelle 2.1 e 2.2 del Capitolo 2 sono evidenziate le resistenze a compressione ottenute nel tempo immediatamente precedente all'esperienza di ogni trave. Questi valori sono indicati con  $R_{cm}$  e rappresentano la resistenza a compressione media cubica del calcestruzzo.

Volendo lavorare con valori di resistenza medi, ma cilindrici, al posto che cubici, si procede con la moltiplicazione dei valori esistenti per 0.92 e con la divisione per 1.18, sulla base di quanto imposto dalle linee guida tedesche.

Portando la propria attenzione sull'acciaio, in Tabella 2.3 del Capitolo 2 sono raccolte le resistenze a snervamento medie sia per le armature longitudinali che per quelle trasversali con distinzione basata sul diametro dell'armatura e, contemporaneamente, in base alla trave posta sotto analisi.

Capita, a volte, che tra le resistenze elencate in Tabella 2.3 non sia presente qualche valore utile ai calcoli e ciò viene risolto, ai fini della verifica a taglio, calcolando la media delle resistenze degli stessi diametri presenti in travi diverse da quella analizzata. Questa analisi dettagliata delle resistenze dell'acciaio viene eseguita per le verifiche a taglio, mentre in fase di verifica a flessione, si considera un valore medio complessivo pari a 443 MPa, sia per le travi longitudinali che per quelle trasversali.

Avendo a disposizione i valori di resistenza medi cubici del calcestruzzo, dopo aver determinato quelli cilindrici si possono precisare anche le resistenze caratteristiche e di progetto associate e lo stesso vale per gli elementi in acciaio.

Nel calcestruzzo, la resistenza caratteristica a compressione si trova sottraendo 8 MPa a tutti i valori di resistenza a compressione media cilindrica. La resistenza a compressione di progetto deriva, invece, dal rapporto tra la resistenza caratteristica ed il fattore di sicurezza  $\gamma_C$ , pari a 1.5. Va anche fatto notare che tale rapporto non viene moltiplicato per 0.85 con resistenze medie e caratteristiche in quanto l'incendio non è considerato un evento di lungo periodo; tale coefficiente viene, invece, usato per il calcolo delle resistenze di progetto (calcolate ad un tempo zero di incendio).

L'acciaio, che esso formi le staffe o le barre disposte longitudinalmente, ha una resistenza a snervamento caratteristica fissa pari a 420 MPa che, divisa per il fattore di sicurezza  $\gamma_S$  del materiale, pari a 1.15, si trasforma nella resistenza a snervamento di progetto di 365 MPa.

Tutti i valori di resistenza sono elencati in Tabella 3.1 e 3.2, con riferimento, rispettivamente, a calcestruzzo e acciaio.

Trave [-]	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	19.7	11.7	6.6
2			
3	21.8	13.8	7.8
4			
5	19.7	11.7	6.6
6			
7			
8			
9	30.9	22.9	13.0
10			
11			
12	25.5	17.5	9.9
13			
14			
15	25.4	17.4	9.9
16			
17	24.6	16.6	9.4
18			
19	25.1	17.1	9.7
20			
21	26.4	18.4	10.4
22			
23			
24	26.9	18.9	10.7
25			
26			
27	36.5	28.5	16.1
28			

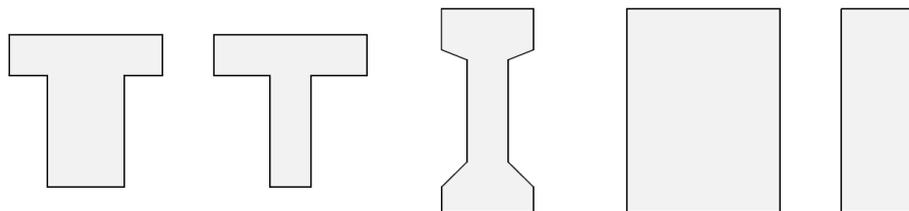
Tabella 3.1: Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo.

Travi considerate [-]	Diametri barre di armatura [mm]	$f_{ym}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1 - 9	6	456.2	420	365
	8	473.3		
	10	436		
	12	408.2		
	14	416.1		
	16	423.8		
	18	468.6		
	22	447.9		
	28	414.1		
10 - 12	14	444.9	420	365
	18	440.6		
	20	432.2		
	22	476.6		
13 - 15	6	458.6	420	365
	8	427.7		
	10	452.9		
	12	438.7		
	18	429.1		
	20	424.9		
	22	491.0		
16 - 18	8	450.9	420	365
	10	412.4		
	16	437.5		
	20	426.9		
	22	488.3		
	25	476.9		
19 - 21	10	400.1	420	365
	12	407.0		
	20	426.7		
	22	466.4		
	25	451.5		
	28	465.3		
22 - 24	10	449.2	420	365

Tabella 3.2: Caratteristiche di resistenza dell'armatura.

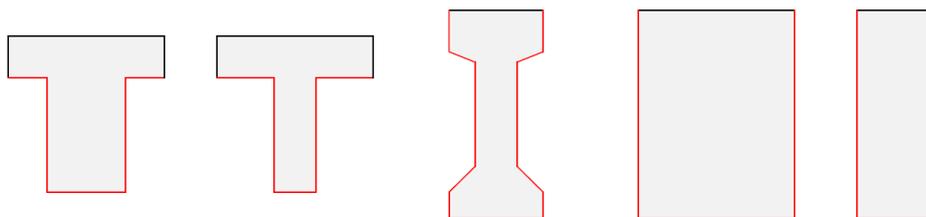
## 3.2 Definizione dei campi di temperatura

Le sezioni oggetto di studio hanno diversa forma e vengono erose dal fuoco in modo differente. In Figura 3.1 sono illustrate le cinque sezioni che caratterizzano gli elementi soggetti a sperimentazione da parte di Krampf.



*Figura 3.1: Diverse forme delle sezioni.*

Un'ipotesi generale per tutte le travi, assunta in questo elaborato, riguarda la diminuzione della sezione in calcestruzzo di 1 cm ogni 30 minuti di applicazione della curva di incendio. L'erosione delle sezioni avviene su tre lati negli elementi aventi forma rettangolare e su cinque o dieci di essi negli elementi "a T" o "a doppia T", come raffigurato in Figura 3.2. Inoltre, gli angoli acuti presenteranno una sovrapposizione delle curve di incendio provenienti da facce poste perpendicolarmente che comporterà un aumento di temperatura.



*Figura 3.2: Differenti tipologie di sezione analizzate negli esperimenti di Krampf in cui sono evidenziati i lati soggetti ad aumento di temperatura.*

La determinazione delle temperature di calcestruzzo e acciaio a successivi tempi di incendio è svolta valutando i valori provenienti dalle sperimentazioni di Krampf [13] mentre, nel caso di dati non esistenti, viene effettuata con riferimento al metodo semplificato descritto nella nuova normativa prEN 1992-1-2 (2020).

### 3.2.1 Metodi di progetto semplificati

Le travi soggette ad analisi sono 28 ma, nel rapporto di prova [13], sono disponibili 26 diagrammi temperatura - tempo riferiti alle armature trasversali ed 11 riguardanti le armature longitudinali.

Per ovviare alla mancanza di determinati diagrammi raffiguranti la temperatura delle barre, si decide di applicare il metodo di valutazione semplificato con il fine di determinare le temperature al variare del tempo.

La prEN 1992-1-2 afferma, infatti, che i metodi di progetto semplificati possono essere utilizzati per ottenere il campo di temperatura in una specifica sezione, in una sua parte oppure la capacità portante di una sezione o elemento sottoposto a condizioni di incendio.

La determinazione dei profili di temperatura negli elementi in calcestruzzo può essere eseguita in caso di:

- esposizione al fuoco su un lato;
- esposizione al fuoco su due lati;
- sezione rettangolare;
- sezione circolare.

Alcune di queste opzioni, ovviamente, possono coesistere e va considerato che in molti casi il modello analitico semplificato potrebbe sottostimare il valore della temperatura sul lato non esposto.

Le formule semplificate sono, in generale, basate sulle seguenti assunzioni:

- emissività relativa alla superficie di calcestruzzo uguale a 0.7;
- conducibilità termica del calcestruzzo che, nel precedente Eurocodice veniva calcolata come nel Paragrafo 1.3.2, mentre in questo caso è calcolata risolvendo le equazioni contenute nel Paragrafo 5.2.2 della nuova prenormativa [7];
- calore specifico del calcestruzzo coincidente a quello imposto nel Paragrafo 1.3.2 (uguale in entrambe le normative) con contenuto di umidità pari all'1,5%;
- densità del calcestruzzo che è calcolata, in base alla temperatura, con le formule presenti nel Paragrafo 1.3.2 (anche in questo caso uguale in entrambe le normative);
- fattore di convezione, pari a  $25 W/(m^2 \cdot K)$ .

Le informazioni appena elencate riguardano le sezioni degli elementi in calcestruzzo armato più comuni. Discontinuità geometriche quali, per esempio,

fori o rientranze, potrebbero richiedere analisi termiche più dettagliate. Qualsiasi sia la forma dell'elemento analizzato tra i 28 considerati durante la sperimentazione, si considera che le barre superiori siano impattate lievemente dal fuoco e, per tale motivo, si sceglie di calcolare la temperatura al variare del tempo delle armature posizionate nella zona inferiore di ogni sezione. Nel caso delle travi "a T", soggette ad esposizione su cinque lati, le barre inferiori sono contenute nell'anima quindi, essendo questa parte della sezione composta da 3 facce potranno essere applicate le formule che considerano un'esposizione su tre soli lati. Per quanto riguarda, invece, le sezioni "a doppia T", esse vengono trattate come se fossero esposte su 3 lati e, a seconda della posizione della barra di cui si vuole monitorare la temperatura, nelle formule si impone una dimensione della larghezza sezionale differente. Per eseguire il calcolo della temperatura delle barre, che siano longitudinali o trasversali, bisogna saper calcolare sia il caso in cui solo un lato della sezione è esposto, sia due e tre. Ciò è necessario in quanto l'ultimo caso, ossia quello in cui vi è un'esposizione su tre lati, dipende dai due precedenti.

### Esposizione su un singolo lato

Un elemento in calcestruzzo esposto ad incendio su un lato, come illustrato in Figura 3.3, può essere soggetto al calcolo della temperatura al variare del tempo di incendio mediante metodi di progetto semplificati con l'utilizzo dell'Eq. 3.1. Ciò può avvenire una volta accertato che lo spessore minimo della trave sia più grande dei valori minimi dati in Tabella 3.3 in funzione della resistenza al fuoco standard. I campioni indagati rispettano tutti pienamente tale verifica.

<b>Resistenza ad incendio</b>	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
<b>Spessore minimo degli elementi in calcestruzzo sottoposti ad incendio</b>	60	70	100	120	150	200

Tabella 3.3: Spessore minimo degli elementi in calcestruzzo in base alla resistenza a incendio.

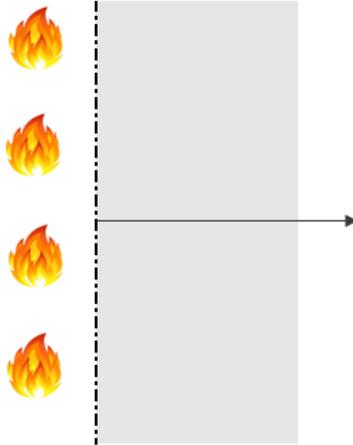


Figura 3.3: Illustrazione dell'esposizione a incendio di una sezione in calcestruzzo su un solo lato.

$$\theta(x, R_{fi}) = \theta_1(x, R_{fi}) + 20[\text{°C}] \quad (3.1)$$

L'Eq. 3.1 tiene in considerazione che la temperatura aumenta durante il tempo di incendio e, il primo termine di tale espressione, ossia  $\theta_1$  viene ricavato sfruttando l'Eq. 3.2.

$$\theta_1(x, R_{fi}) = 345 \cdot \log_{10} \left( \frac{7(R_{fi} - \Delta R_{fi})}{60} + 1 \right) \cdot e^{\left( -x \cdot \sqrt{\frac{0.9 \cdot k}{R_{fi}}} \right)} \quad (3.2)$$

Nell'Eq. 3.2 intervengono vari parametri tra cui:

- $R_{fi}$  ossia la durata di incendio standard, con i secondi come unità di misura e con un valore ipotizzato come maggiore o uguale a 1800 secondi;
- $x$  pari alla distanza dalla superficie esposta, misurata in metri;
- $\Delta R_{fi}=720$  secondi, che rappresenta un ritardo tra la temperatura esistente nel compartimento di incendio e la temperatura superficiale del calcestruzzo come approssimazione degli effetti di convezione e radiazione.
- $k = \rho \cdot c_p / \lambda = 3.3 \cdot 10^6 \text{ s/m}^2$

### Esposizione su due lati

Rispetto al caso precedente, la temperatura in un punto della sezione, calcolata considerando l'esposizione su due lati, di solito aumenta. Importante punto di riferimento per questa tipologia di calcolo è la rappresentazione grafica della posizione del fuoco: ciò che varia tra le Figure 3.4 (a) e (b) è sostanzialmente l'asse di riferimento.

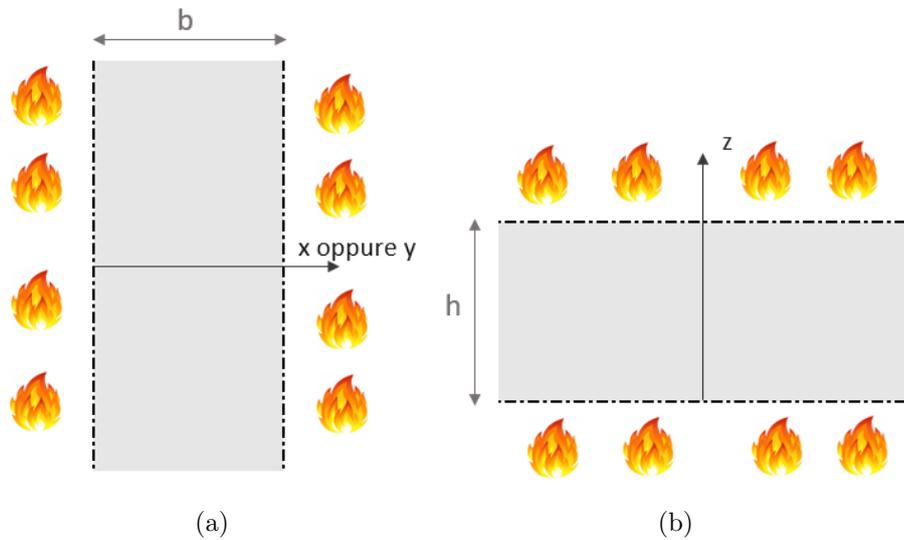


Figura 3.4: Illustrazione della doppia esposizione a incendio di una sezione in calcestruzzo che in (a) evidenzia la direzione  $x$  (oppure  $y$ ) e in (b) evidenzia la direzione  $z$ .

In base all'orientamento dell'asse, si potrà applicare una diversa espressione. La formula che rappresenta la situazione mostrata in Figura 3.4 (a) è quella contenuta nell'Eq. 3.3.

$$\theta_2(y, R_{fi}) = \theta_1(y, R_{fi}) + \theta_1(b - y, R_{fi}) \quad (3.3)$$

Diversa solamente per la scelta dell'asse  $z$  e dell'altezza  $h$  (invece di  $b$ ) è l'Eq. 3.4 che si riferisce alla Figura 3.4 (b).

$$\theta_2(z, R_{fi}) = \theta_1(z, R_{fi}) + \theta_1(h - z, R_{fi}) \quad (3.4)$$

Il campo di temperatura risultante in un elemento trave la cui sezione è esposta ad incendio su due lati opposti risulta coincidente alla temperatura

valutata mediante l'Eq. 3.5 per la situazione in Figura 3.4 (a) e pari alla temperatura risultante all'Eq. 3.6 per l'opzione (b) nella Figura 3.4.

$$\theta(y, R_{fi}) = \theta_2(y, R_{fi}) + 20[^\circ\text{C}] \quad (3.5)$$

$$\theta(z, R_{fi}) = \theta_2(z, R_{fi}) + 20[^\circ\text{C}] \quad (3.6)$$

### Esposizione su tre lati

Oltre a sfruttare le equazioni indicate nei due precedenti paragrafi, lo svolgimento del calcolo della temperatura dei punti delle sezioni esposte su tre lati tiene anche in considerazione la presenza degli angoli. In questi punti si sovrappongono i campi di temperatura provenienti dai due lati posti, il piú delle volte, a  $90^\circ$ .

Gli effetti locali presenti negli angoli creano un contributo chiamato  $\Delta\theta(y', z', R_{fi})$ , il quale considera le zone con una certa coppia di coordinate  $y'$  e  $z'$  (parallele agli assi  $y$  e  $z$ , rispettivamente) che devono essere inferiori alla distanza " $a_c$ ", rappresentativa della zona d'angolo.

La dimensione di questa parte della sezione, illustrata in Figura 3.5, deve essere ritenuta coincidente a:

- $a_c = 0.4$  m per durate d'incendio fino a 60 minuti;
- $a_c = 0.10$  m per durate d'incendio oltre i 60 minuti.

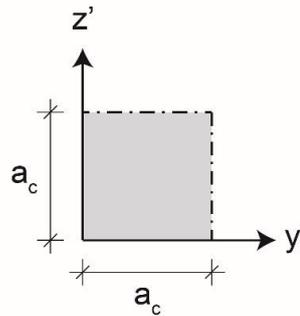


Figura 3.5: Sistema locale realizzato in corrispondenza di uno degli angoli della sezione.

Noto questo dettaglio, nell'Eq. 3.7 viene descritta l'espressione che permette il calcolo di  $\Delta\theta(y', z', R_{fi})$ .

$$\Delta\theta(y', z', R_{fi}) = \left( 345 \cdot \log_{10} \left( \frac{8R_{fi}}{60} + 1 \right) - \theta_1(0, R_{fi}) \right) \cdot \frac{(a_c - y')(a_c - z')}{a_c^2} \quad (3.7)$$

In ultima fase, è disponibile come Eq. 3.8 l'espressione completa del campo di temperatura per un elemento trave soggetto a incendio su tre lati.

Come illustrato in Figura 3.6, il contributo relativo alla zona d'angolo si applicherà solamente agli angoli aventi coordinate  $(y,z) = (0,0)$  e  $(y,z) = (b,0)$ , nei quali entrambi i lati posti perpendicolarmente sono esposti ad incendio.

$$\theta(y, z, R_{fi}) = \theta_2(y, R_{fi}) + \theta_1(z, R_{fi}) - \frac{\theta_2(y, R_{fi}) \cdot \theta_1(z, R_{fi})}{\theta_1(0, R_{fi})} + \Delta\theta(y', z', R_{fi}) + 20[^\circ\text{C}] \quad (3.8)$$

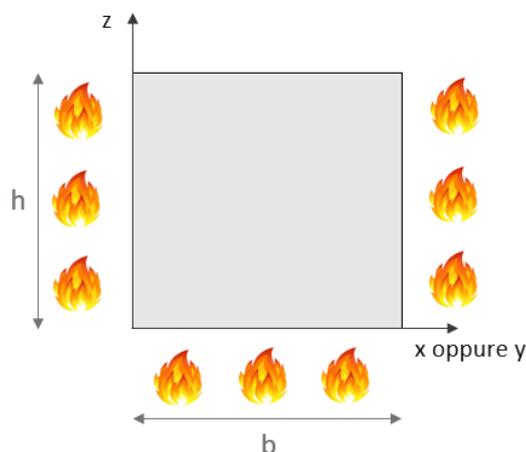


Figura 3.6: Illustrazione grafica dell'esposizione a incendio su tre lati di una sezione di trave.

### 3.2.2 Conversione dei diagrammi di temperatura proposti da Krampf ed impatto dell'incendio sulle dimensioni delle singole sezioni

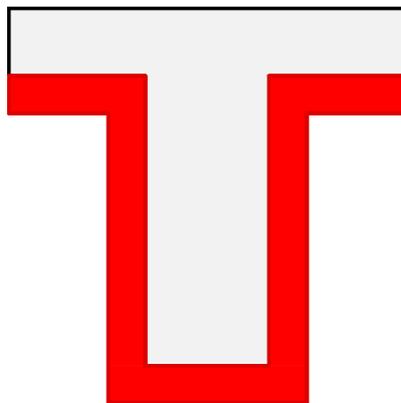
Il documento che descrive la fase sperimentale [13] contiene dei grafici che mostrano l'evoluzione della temperatura dell'armatura trasversale degli elementi da B 01 al B 28, escluse le travi B10 e B15. Grafici relativi alle barre longitudinali, invece, vengono proposti per gli elementi dal B 01 al B07, dal B 13 al B15 e per la trave B18. Oltre a questo, è riportata un'analisi termica dettagliata del calcestruzzo nelle travi dalla B06 alla B08 ed un diagramma degli spostamenti in uno o più punti delle singole travi, escluse B 08, B 10, B 25 e B 26.

Di seguito vengono illustrate, a titolo di esempio, le operazioni svolte ed i grafici coinvolti per la determinazione della temperatura, se disponibili. Si precisa, inoltre, che l'asse delle ordinate di tali diagrammi non è equamente suddiviso in intervalli di dimensioni coincidenti. Per questa ragione, in ogni caso analizzato, è stata misurata la dimensione del segmento rappresentante l'intervallo di temperatura, manualmente per poi ultimare il calcolo svolgendo semplici proporzioni.

### **Trave B01**

La trave in questione è caratterizzata da sezione "a T", avente altezza totale e larghezza entrambe pari a 30 cm. La larghezza dell'anima e della flangia superiore misurano, rispettivamente, 15 cm e 8 cm.

Nel momento del collasso, che da prova sperimentale avviene ad un tempo  $t=85$  min, la parte in calcestruzzo della sezione, a seguito dell'erosione dovuta a incendio, assume la forma in grigio evidenziata in Figura 3.7.



*Figura 3.7: In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B01.*

Lato acciaio, nel rapporto di prova viene evidenziato il grafico riportato in Figura 3.9 (a) riferito all'armatura longitudinale (Figura 3.8 (a)) ed il grafico in Figura 3.9 (b) riguardante l'armatura trasversale (Figura 3.8 (b)).

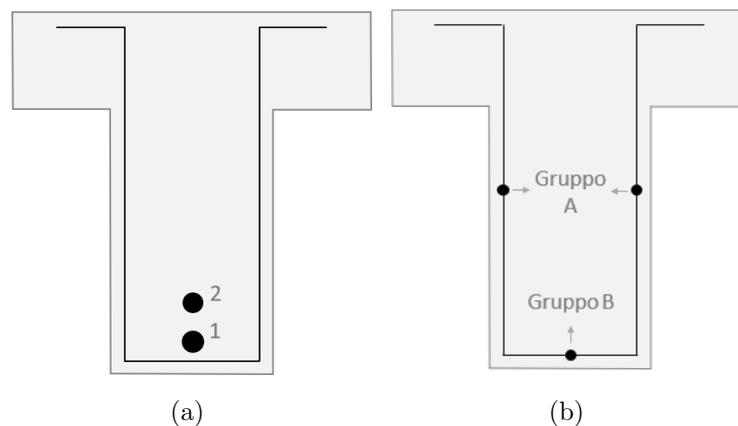


Figura 3.8: Sezioni con evidenziate le barre di armatura della Trave B01: (a) longitudinali; (b) trasversali.

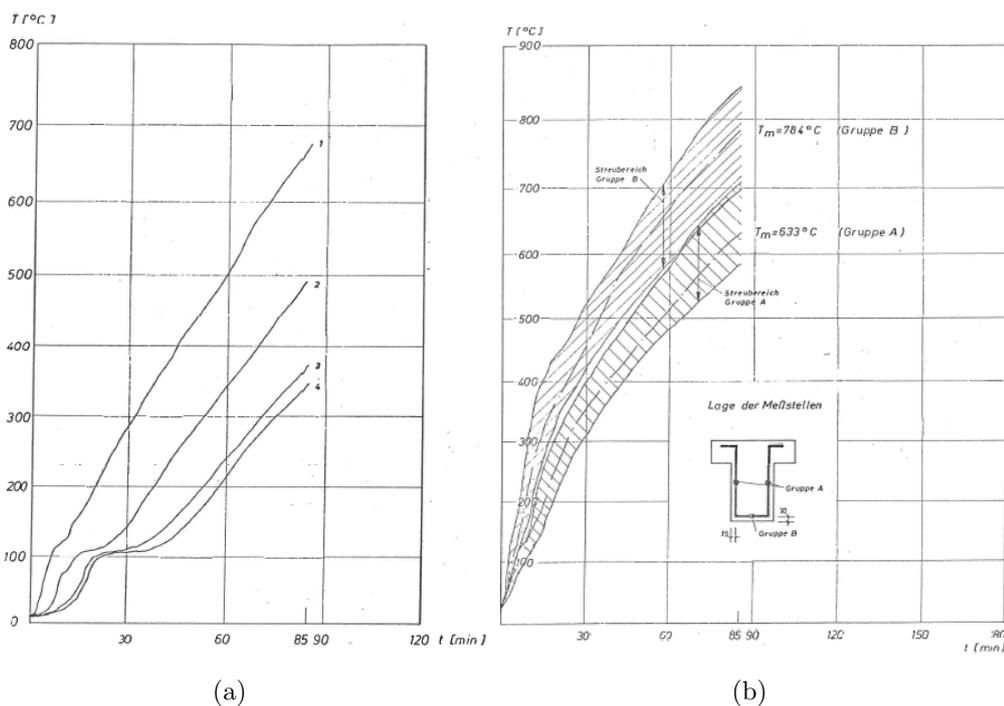


Figura 3.9: Grafici di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura della Trave B01: (a) longitudinali; (b) trasversali.

È necessario procedere con la distinzione delle misure dei vari intervalli di temperatura, la cui dimensione è visibile graficamente nelle Figure 3.11 e

3.14 ed i valori numerici sono riportati nelle tabelle in Figura 3.10 (a) e (b), rispettivamente dei diagrammi delle barre longitudinali e trasversali.

In secondo luogo, vista la scarsa suddivisione degli intervalli di tempo, si procede al frazionamento dell'asse delle ascisse, e quindi del tempo, mediante linee in verde visibili nelle Figure 3.11 e 3.14.

Intervalli		Larghezza
[°C]		[cm]
0	100	2.05
100	200	2.13
200	300	2.15
300	400	2.15
400	500	2.20
500	600	2.23
600	700	2.35
700	800	2.45

(a)

Intervalli		Larghezza
[°C]		[cm]
0	100	2.17
100	200	2.15
200	300	2.12
300	400	2.12
400	500	2.22
500	600	2.27
600	700	2.32
700	800	2.42
800	900	2.58

(b)

*Figura 3.10: Misura degli intervalli di temperatura dei grafici relativi alle armature contenute nella Trave B01: (a) longitudinali; (b) trasversali.*

Dopodiché sono semplicemente identificabili i punti di intersezione degli assi verticali e orizzontali con la curva temperatura-tempo, di cui viene misurata, manualmente, la distanza dalla temperatura immediatamente più bassa (indicata come temperatura base nelle tabelle).

I cerchi colorati in Figura 3.11 aiutano a spiegare graficamente l'operazione svolta in riferimento alle barre longitudinali. Per quelle trasversali (Figura 3.14) il procedimento è assolutamente identico ma al posto di un solo valore per punto viene individuato un range del quale, in fase di calcolo, viene sfruttato il valore medio.

Tutto ciò che è stato illustrato graficamente fino a questo punto è riassunto nella tabella in Figura 3.12, da cui si ottiene il diagramma in Figura 3.13, nel caso di armatura longitudinale (1 e 2 di Figura 3.8 (a)). Per l'armatura trasversale (Gruppi A e B di Figura 3.8 (b)) si fa invece riferimento alla tabella in Figura 3.14 che si traduce nel diagramma in Figura 3.15.

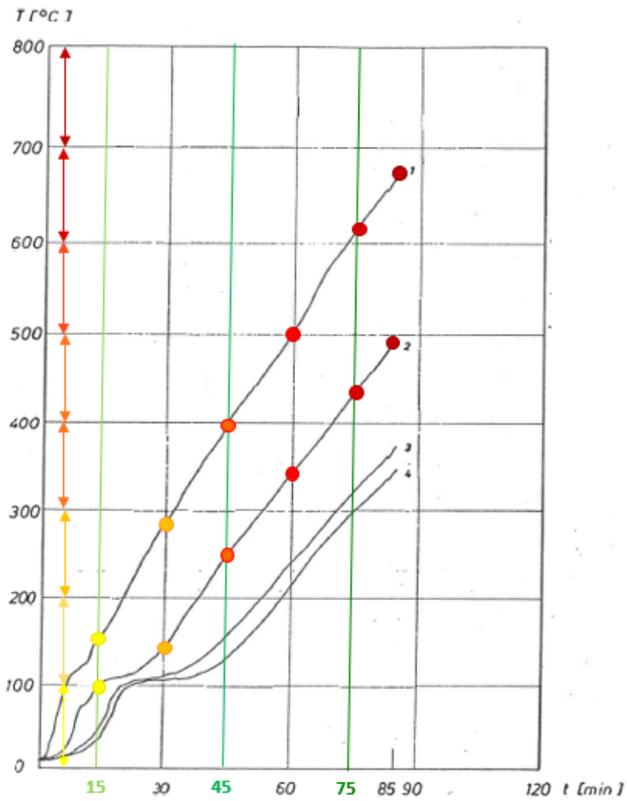


Figura 3.11: Rappresentazione grafica della valutazione degli intervalli di temperatura in caso di armatura longitudinale.

		SEZIONE 1				
		tempo	Temperatura base	Misurazione manuale	Grafico	Temperatura
		[min]	[°C]	[cm]	[°C]	[°C]
1		0	0	0.23	11	11
		15	100	1.15	54	154
		30	200	1.85	86	286
		45	400	0.1	5	405
		60	500	0.1	4	504
		75	600	0.3	13	613
		85	600	1.7	72	672
2		0	0	0.23	11	11
		15	100	0.2	9	109
		30	100	0.9	42	142
		45	200	1.1	51	251
		60	300	0.9	42	342
		75	400	0.7	32	432
		85	400	2	91	491

Figura 3.12: Tabella contenente i valori di temperatura delle armature longitudinali della Trave B01.

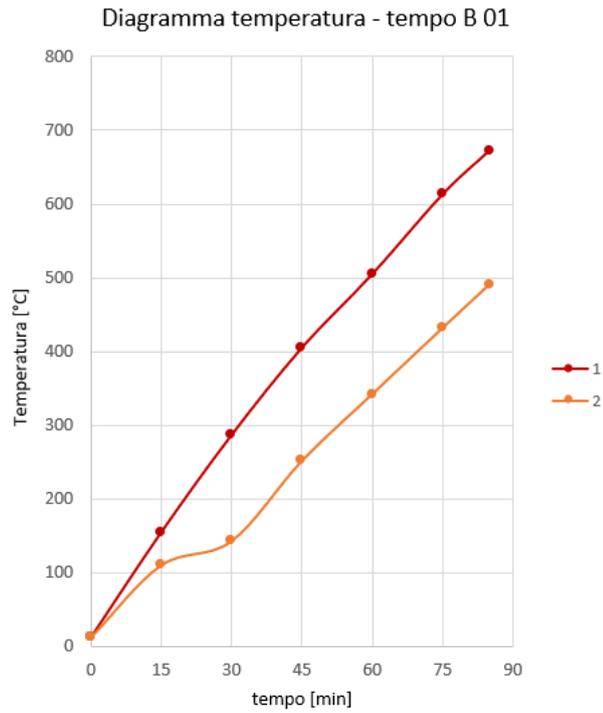


Figura 3.13: Diagramma finale temperatura-tempo delle barre longitudinali in B01.

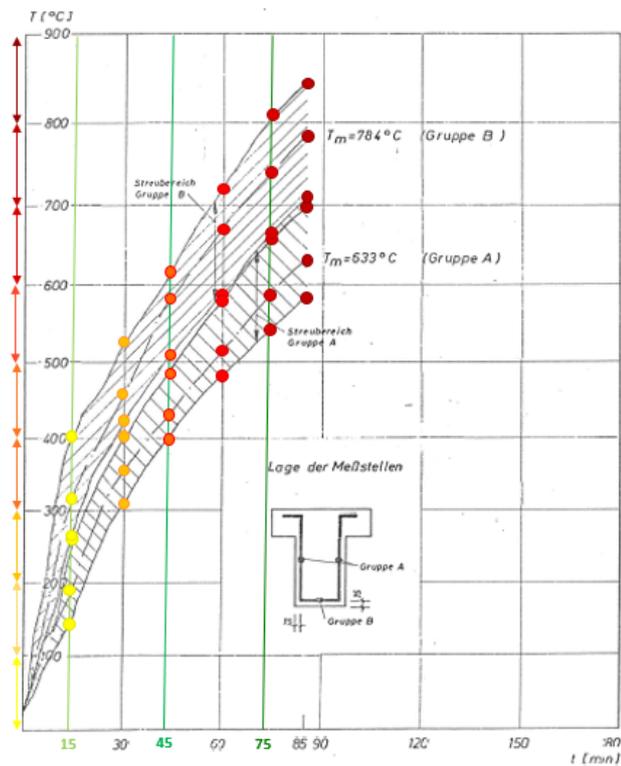


Figura 3.14: Rappresentazione grafica della valutazione degli intervalli di temperatura in caso di armatura trasversale.

SEZIONE 1					
Gruppo	tempo	Temperatura Base	Misurazione manuale	Grafico	Temp
	[min]	[°C]	[cm]	[°C]	[°C]
A	0	0	0.5	23	23
		200	1.15	54	254
	15	100	2	93	193
		100	1.1	51	151
		400	0.05	2	402
	30	300	1.15	54	354
		300	0.2	9	309
		400	2.15	97	497
	45	400	0.85	38	438
		400	0.20	9	409
		500	1.8	79	579
	60	500	0.3	13	513
		400	1.85	83	483
		600	1.6	69	669
	75	500	1.9	84	584
		500	0.9	40	540
		700	0.2	8	708
	85	600	0.7	30	630
	500	1.9	84	584	

(a)

Gruppo	tempo	Temperatura Base	Misurazione manuale	Grafico	Temp
	[min]	[°C]	[cm]	[°C]	[°C]
B	0	0	0.5	23	23
		400	0.1	5	405
	15	300	0.42	20	320
		200	1.5	71	271
		500	0.55	24	524
	30	400	1.25	56	456
		400	0.60	27	427
		600	0.55	24	624
	45	500	1.95	86	586
		500	0.3	13	513
		700	0.52	21	721
	60	600	1.65	71	671
		500	2	88	588
		800	0.2	8	808
	75	700	1	41	741
		600	1.35	58	658
		800	1.15	45	845
	85	700	2.05	85	785
	600	2.25	97	697	

(b)

Figura 3.14: Tabella contenente i valori di temperatura delle armature trasversali della Trave B01: (a) Gruppo A; (b) Gruppo B.

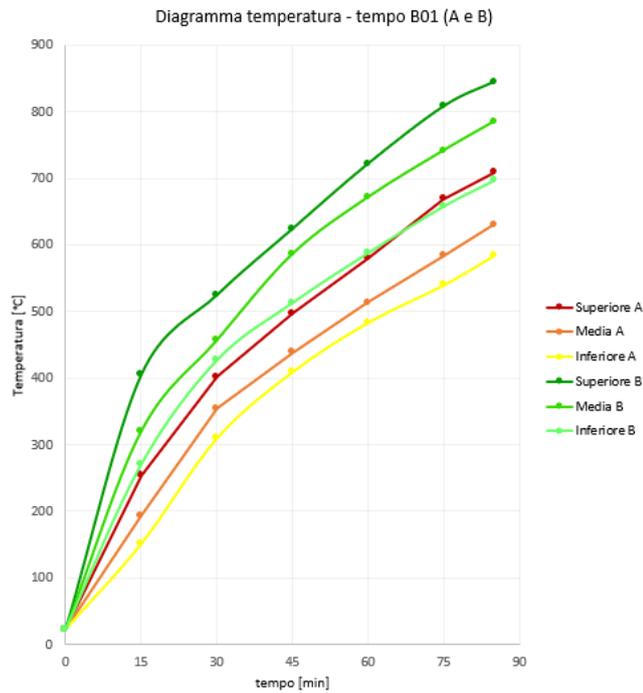


Figura 3.15: Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B01.

### Trave B07

La trave in questione è composta da una sezione “a T”, avente altezza totale e larghezza entrambe pari a 30 cm. La larghezza dell’anima e della flangia superiore misurano entrambe 8 cm.

A collasso, ossia per  $t=34$  minuti, la parte in calcestruzzo della sezione, a seguito dell’erosione dovuta a incendio, assume la forma in grigio evidenziata in Figura 3.16.

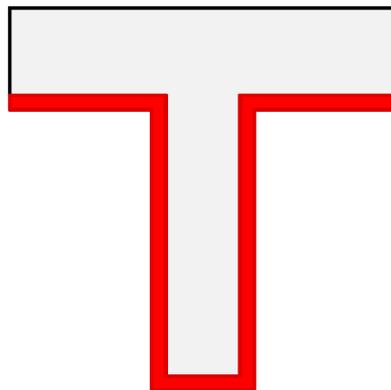


Figura 3.16: In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B07.

Lato acciaio, nel rapporto di prova viene evidenziato il grafico riportato in Figura 3.18 (a) riferito all'armatura longitudinale (3.17 (a)) ed il grafico in Figura 3.18 (b) riguardante l'armatura trasversale (3.17 (b)).

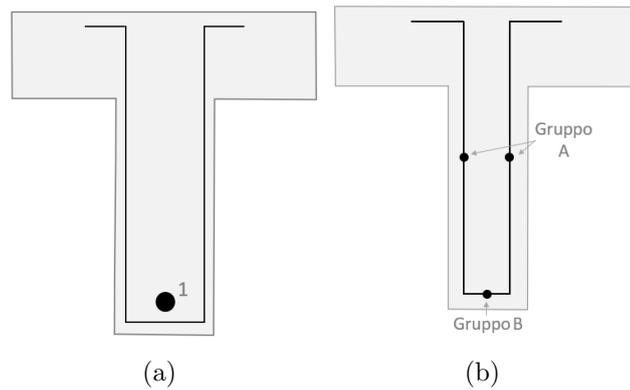


Figura 3.17: Sezioni con evidenziate le barre di armatura della Trave B07: (a) longitudinali; (b) trasversali.

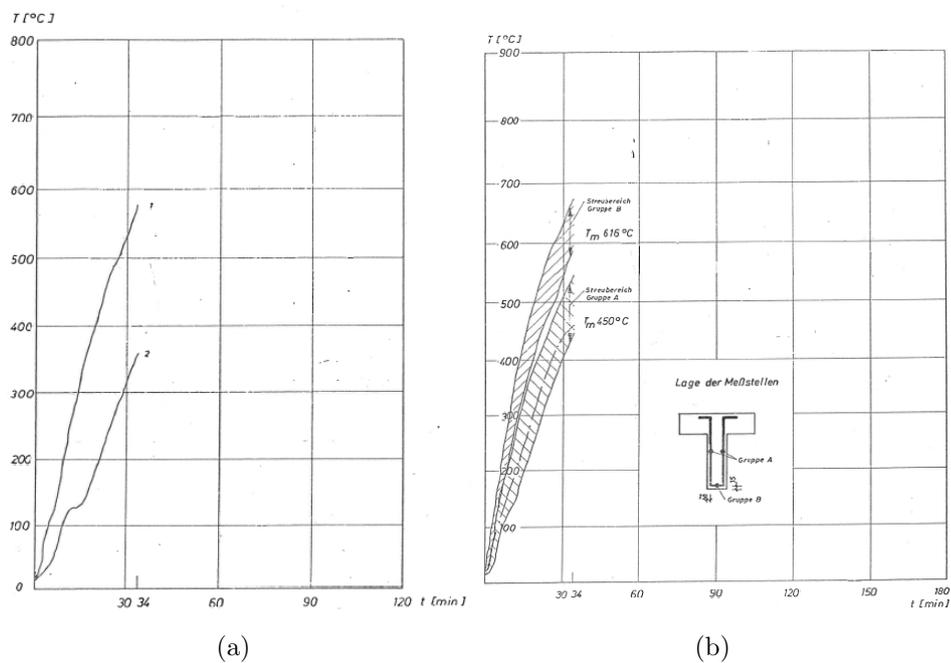
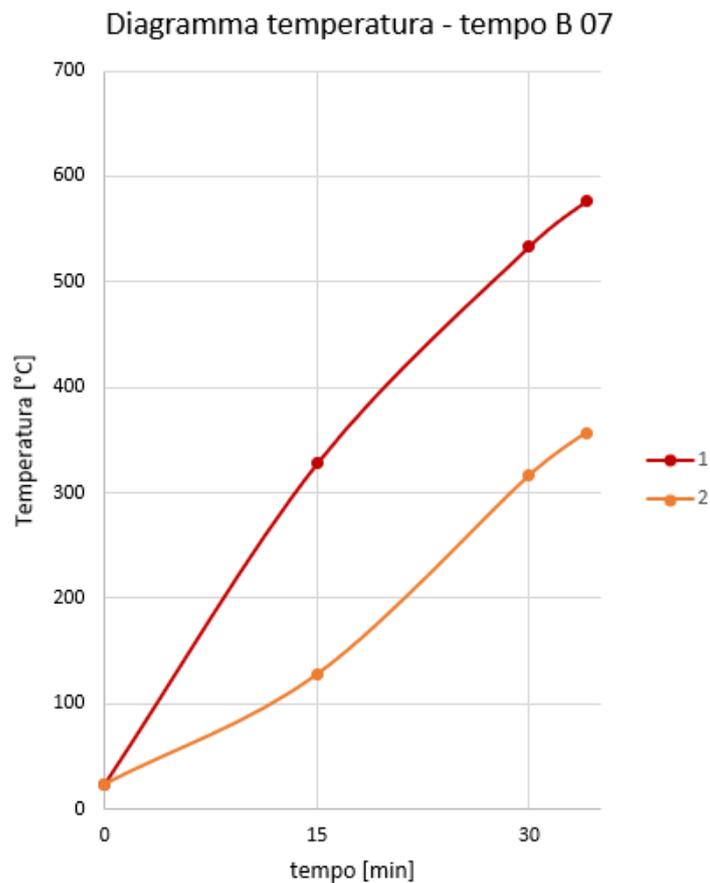


Figura 3.18: Grafici di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura della Trave B07: (a) longitudinali; (b) trasversali.

Come illustrato in modo più specifico per la Trave B01, anche per questa tipologia di trave è necessario procedere con la distinzione delle misure dei vari intervalli di temperatura e, vista la scarsa suddivisione degli intervalli di tempo, con il frazionamento dell'asse delle ascisse, e quindi del tempo. Dopodichè sono semplicemente identificabili i punti di intersezione degli assi verticali e orizzontali con la curva temperatura-tempo, di cui viene misurata, manualmente, la distanza dalla temperatura immediatamente più bassa (indicata come temperatura base).

Nell'istante finale di tale procedura si ottiene il diagramma in Figura 3.19, nel caso di armatura longitudinale (1 di Figura 3.17 (a)). Per l'armatura trasversale (Gruppi A e B di Figura 3.17 (b)) si fa invece riferimento al diagramma in Figura 3.20.



*Figura 3.19: Diagramma finale temperatura-tempo delle barre longitudinali in B07.*

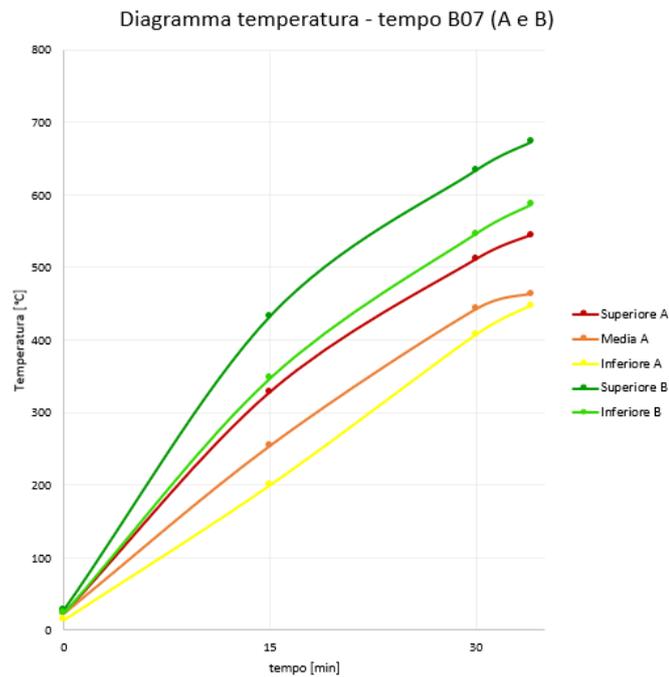


Figura 3.20: Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B07.

### Trave B17

La trave B17 è caratterizzata da sezione “a doppia T”, avente altezza totale pari a 40 cm e larghezza delle flange di 18 cm. La larghezza dell’anima misura invece 8 cm.

A collasso, ossia per  $t=68$  min, la parte in calcestruzzo della sezione, a seguito dell’erosione dovuta a incendio, assume la forma in grigio evidenziata in Figura 3.21.



Figura 3.21: In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B17.

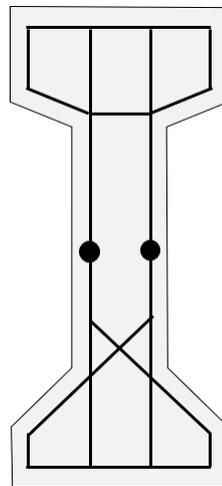
Lato acciaio, nel rapporto di prova viene evidenziato il diagramma temperatura - tempo riferito alle staffe della trave. Per quanto concerne l'armatura longitudinale, invece, il relativo grafico non è presente nella relazione sperimentale ma verrà calcolato secondo le regole da normativa.

**Armature trasversali** L'armatura trasversale è illustrata in Figura 3.22 ed il relativo diagramma temperatura - tempo è riportato in Figura 3.23.

Come illustrato in modo più specifico per la Trave B01, anche per questa tipologia di trave è necessario procedere con la distinzione delle misure dei vari intervalli di temperatura e, vista la scarsa suddivisione degli intervalli di tempo, con il frazionamento dell'asse delle ascisse, e quindi del tempo.

Dopodiché sono semplicemente identificabili i punti di intersezione degli assi verticali e orizzontali con la curva temperatura-tempo, di cui viene misurata, manualmente, la distanza dalla temperatura immediatamente più bassa (indicata come temperatura base).

Nell'istante finale di tale procedura si ottiene il diagramma per l'armatura trasversale (Figura 3.22) inserito in Figura 3.24, contenente in questo caso solamente il valore medio usato in fase di calcolo.



*Figura 3.22: Sezione con evidenziate le barre di armatura trasversali della Trave B17, i cui valori di temperatura sono valutati in corrispondenza dei pallini neri.*

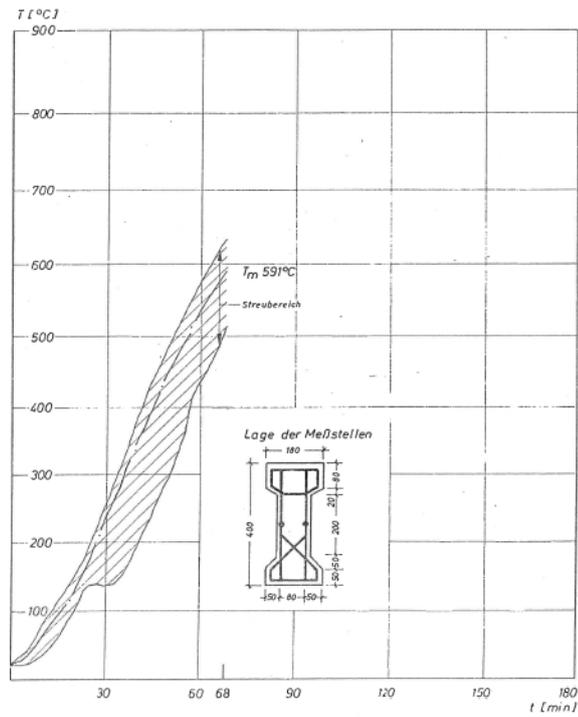


Figura 3.23: Grafico di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura trasversali della Trave B17.

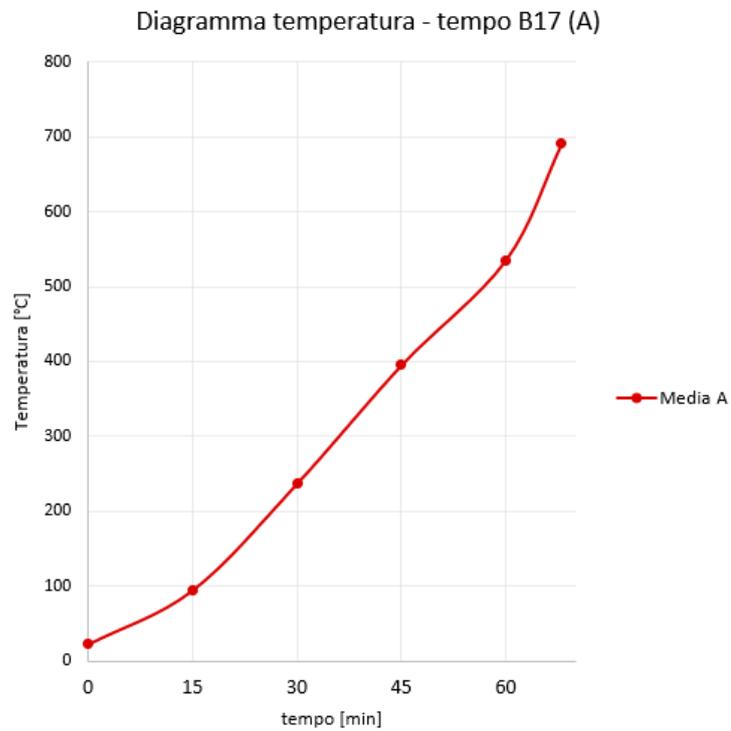


Figura 3.24: Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B17.

A titolo di verifica del diagramma temperatura-tempo riferito alle barre trasversali, esso viene ricalcolato tramite il metodo semplificato esposto nel Capitolo 3.2.1, da cui risulta quanto elencato in Tabella 3.4.

Essendo una trave "a doppia T" va precisato che la larghezza della sezione presa in considerazione nel caso di valutazione del campo di temperatura in corrispondenza delle staffe è pari alla larghezza dell'anima, ossia 8 cm.

$\varnothing$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
8	30	0.019	0.200	335.5	396.4	0.2	725.8	0.04	0	416.5
	45			434.6	542.5	1.1	816.1	0.04	0	562.9
	60			505.3	656.5	2.8	2.1	0.04	0	677.2
	68			536.1	708.7	4.1	895.1	0.10	0	729.5

Tabella 3.4: Tabella contenente i valori di temperatura ottenuti con il metodo semplificato applicato alle barre trasversali nella Trave B17.

**Armature longitudinali** La Trave B17 non ha un suo grafico relativo alle barre disposte longitudinalmente che mostri il variare della temperatura nel tempo. Per tale motivo si ricorre al metodo di progettazione presente nella prEN 1992-1-2 (2020) e nel Capitolo 3.2.1.

Come già ampiamente precisato in tale parte dell'elaborato di tesi, il fuoco standard viene considerato applicato su tre lati della trave rettangolare, in questo caso la trave è "a doppia T" ma il ragionamento non varia.

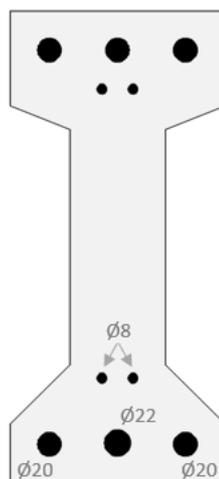


Figura 3.25: Illustrazione della posizione delle armature longitudinali nella Trave B17.

In Figura 3.25 è visibile la sezione della trave con evidenziate le armature longitudinali, per le quali si applica il metodo. Dall'immagine è facile notare la presenza di una variazione di larghezza della sezione. Le barre longitudinali si trovano nella parte inferiore della trave, quindi, la larghezza  $b$  di riferimento è rappresentata dalla dimensione maggiore, pari a 18 cm. Essa varia solamente nel caso delle barre aventi diametro di 8 mm in quanto si trovano vicine al lato inclinato.

Le formule illustrate nel Capitolo 3.2.1 possono essere utilizzate solamente per un  $t \geq 30$  minuti ed è sottinteso che al tempo  $t=0$  le barre siano integre. In tabella 3.5 sono inseriti i valori di temperatura  $\theta$  ricavati per un tempo pari a  $t=30$  minuti e per altri  $n$  tempi che la calcolano ogni 15 minuti fino a collasso.

$\emptyset$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
22	30	0.090	0.034	18.8	37.5	182.4	725.8	0.04	0	230.5
	45			41.2	82.5	264.2	816.1	0.04	0	340
	60			65.7	131.5	328.4	872	0.04	0	430.4
	68			78.9	157.9	357.7	895.1	0.10	3.23	475.7
20	30	0.033	0.033	190	191.8	190	725.8	0.04	2.94	354.5
	45			273.2	279.4	273.2	816.1	0.04	2.03	481.1
	60			338	350.8	338	872	0.04	1.63	574.4
	68			367.4	384.4	367.4	895.1	0.10	21.99	636
8	30	0.038	0.089	155	209	19.5	725.8	0.04	0	242.9
	45			231.4	329.1	42.6	816.1	0.04	0	374.6
	60			292.8	431.5	67.7	872	0.04	0	485.7
	68			321.1	480.3	81.1	895.1	0.10	3.34	541.2

Tabella 3.5: Tabella contenente i valori di temperatura ottenuti con il metodo semplificato applicato alle barre longitudinali nella Trave B17.

### Trave B20

La trave B20 è composta da una sezione rettangolare, avente altezza totale pari a 40 cm e larghezza di 30 cm.

A collasso, ossia per  $t=168$  min, la parte in calcestruzzo della sezione, a seguito dell'erosione dovuta a incendio, assume la forma in grigio evidenziata in Figura 3.26.

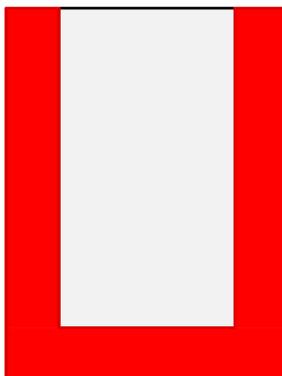


Figura 3.26: In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B20.

Lato acciaio, nel rapporto di prova viene evidenziato il diagramma temperatura - tempo riferito alle staffe della trave. Per quanto concerne l'armatura longitudinale, invece, il relativo grafico non è presente nella relazione sperimentale ma verrà calcolato secondo le regole da normativa.

**Armature trasversali** L'armatura trasversale è illustrata in Figura 3.27 ed il relativo diagramma temperatura - tempo è riportato in Figura 3.28.

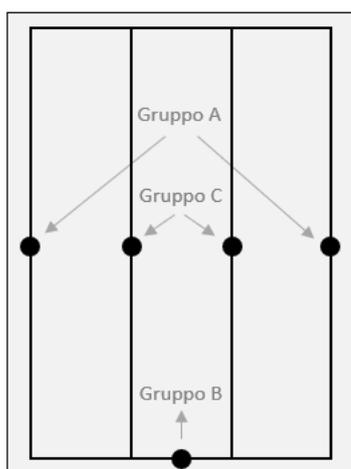


Figura 3.27: Sezione con evidenziate le barre di armatura trasversali della Trave B20.

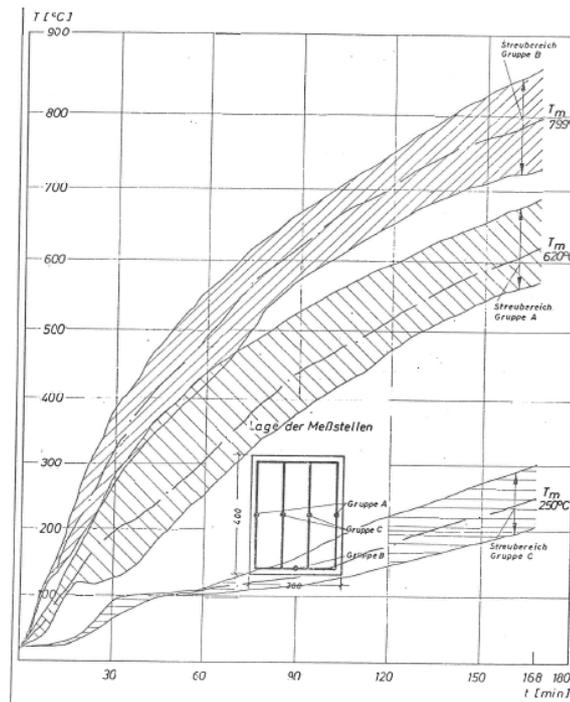


Figura 3.28: Grafico di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura trasversali della Trave B20.

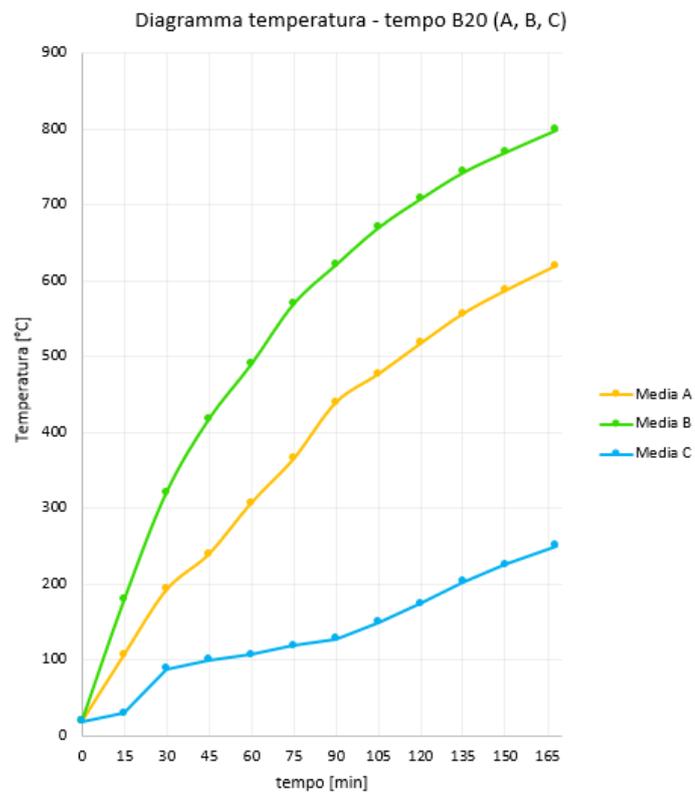


Figura 3.29: Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B20.

Come illustrato in modo più specifico per la Trave B01, anche per questa tipologia di trave è necessario procedere con la distinzione delle misure dei vari intervalli di temperatura e, vista la scarsa suddivisione degli intervalli di tempo, con il frazionamento dell'asse delle ascisse, e quindi del tempo. Dopodichè sono semplicemente identificabili i punti di intersezione degli assi verticali e orizzontali con la curva temperatura-tempo, di cui viene misurata, manualmente, la distanza dalla temperatura immediatamente più bassa (indicata come temperatura base).

Nell'istante finale di tale procedura si ottiene il diagramma per l'armatura trasversale (Figura 3.27) inserito in Figura 3.29, contenente in questo caso solamente il valore medio usato in fase di calcolo.

A titolo di verifica del diagramma temperatura-tempo riferito alle barre trasversali, esso viene calcolato tramite il metodo semplificato esposto nel Capitolo 3.2.1, da cui risulta quanto elencato nelle Tabelle 3.6 e 3.7.

L'elemento oggetto di studio ha delle staffe verticali disposte vicino alla superficie di applicazione dell'incendio standard (Gruppo A) e delle staffe disposte più internamente nella sezione della trave (Gruppo C). Entrambe sono caratterizzate da un diametro pari a 12 mm.

$\emptyset$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
12 (A)	30	0.021	0.200	309.3	309.3	0.2	725.8	0.04	0	329.4
	45			406.8	406.8	1.1	816.1	0.04	0	427.3
	60			477.1	477.4	2.8	872	0.04	0	498.6
	75			532.1	532.8	5.4	912.7	0.10	0	555.1
	90			577.2	578.6	8.7	944.6	0.10	0	602
	105			615.4	617.7	12.6	970.9	0.10	0	642.3
	120			648.4	651.8	17.1	993.3	0.10	0	677.7
	135			677.4	682.3	22	1012.8	0.10	0	709.5
	150			703.3	709.8	27.2	1030	0.10	0	738.3
	168			731	739.8	33.8	1048.3	0.10	0	769.7

Tabella 3.6: Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre trasversali nella Trave B20 (Gruppo A).

$\emptyset$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
12 (C)	30	0.107	0.200	9.6	9.9	0.2	725.8	0.04	0	30.1
	45			23.9	25.2	1.1	816.1	0.04	0	46.2
	60			40.9	44.3	2.8	872	0.04	0	66.9
	75			59.2	65.5	5.4	912.7	0.10	0	90.5
	90			77.7	87.8	8.7	944.6	0.10	0	115.7
	105			96.1	110.7	12.6	970.9	0.10	0	141.9
	120			114.2	133.7	17.1	993.3	0.10	0	168.5
	135			131.8	156.7	22	1012.8	0.10	0	195.3
	150			148.8	179.4	27.2	1030	0.10	0	221.9
	168			168.5	206.3	33.8	1048.3	0.10	0	253.5

Tabella 3.7: Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre trasversali nella Trave B20 (Gruppo C).

**Armature longitudinali** La Trave B20, come la B17 e molte altre travi tra quelle analizzate, non ha un suo grafico relativo alle barre disposte longitudinalmente che mostri il variare della temperatura nel tempo. Per tale motivo si ricorre al metodo di progettazione presente nella prEN 1992-1-2 (2020) e nel Capitolo 3.2.1.

Il fuoco standard, essendo la B20 una trave rettangolare, viene applicato su tre lati perpendicolari tra loro.

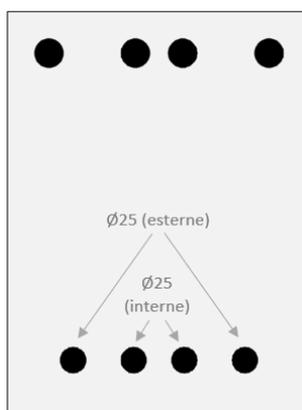


Figura 3.30: Illustrazione della posizione delle armature longitudinali nella sezione della Trave B20.

In Figura 3.30 è visibile la sezione della trave con evidenziate le armature longitudinali, per le quali si applica il metodo.

Le formule illustrate nel Capitolo 3.2.1 possono essere utilizzate solamente per un  $t \geq 30min$  ed è sottinteso che al tempo  $t=0$  le barre siano totalmente intatte.

In tabella 3.8 sono inseriti i valori di temperatura  $\theta$ , derivati applicando le formule illustrate nel Capitolo 3.2.1, per un tempo pari a  $t=30$  minuti e per altri  $n$  tempi che la calcolano ogni 15 minuti fino a collasso.

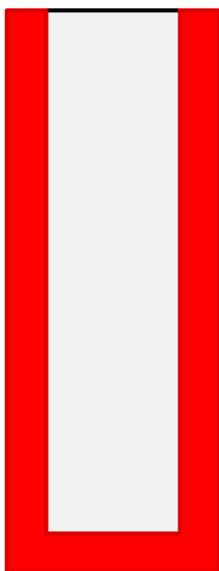
$\emptyset$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
25 (est)	30	0.065	0.055	51.8	51.8	77.7	725.8	0.04	0	144
	45			94.5	94.8	131.7	816.1	0.04	0	231.2
	60			134.8	135.8	179.7	872	0.04	0	307.5
	75			171.8	174	222.2	912.7	0.10	7.3	381.1
	90			205.7	209.5	260.1	944.6	0.10	6.5	438.4
	105			236.7	242.6	294.1	970.9	0.10	6	489.3
	120			265.3	273.7	325	993.3	0.10	5.6	534.8
	135			291.7	303	353.3	1012.8	0.10	5.3	575.9
	150			316.2	330.7	379.2	1030	0.10	5.1	613.3
	168			343.5	362.1	407.8	1048.3	0.10	5.1	653.9
25 (int)	30	0.125	0.055	4.5	5.1	77.7	725.8	0.04	0	102.3
	45			12.9	15.4	131.7	816.1	0.04	0	164.6
	60			24.1	29.8	179.7	872	0.04	0	223.3
	75			36.8	47	222.2	912.7	0.10	0	277.7
	90			50.4	66	260.1	944.6	0.10	0	327.9
	105			64.3	86.1	294.1	970.9	0.10	0	374.1
	120			78.4	106.8	325	993.3	0.10	0	416.9
	135			92.5	128	353.3	1012.8	0.10	0	456.6
	150			106.3	149.2	379.2	1030	0.10	0	493.5
	168			122.6	174.6	407.8	1048.3	0.10	0	534.5

Tabella 3.8: Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre longitudinali nella Trave B20.

### Trave B28

La trave B28 è composta da una sezione rettangolare, avente altezza totale pari a 40 cm e larghezza di 15 cm.

A collasso, ossia per  $t=84$  min, la parte in calcestruzzo della sezione, a seguito dell'erosione dovuta a incendio, assume la forma in grigio evidenziata in Figura 3.31.



*Figura 3.31: In rosso è evidenziata la zona erosa al termine della sperimentazione eseguita da Krampf sulla Trave B28.*

Lato acciaio, nel rapporto di prova viene evidenziato il diagramma temperatura - tempo riferito alle staffe della trave.

Per quanto concerne l'armatura longitudinale, invece, il relativo grafico non è presente nella relazione sperimentale ma verrà calcolato secondo le regole da normativa.

**Armature trasversali** L'armatura trasversale è illustrata in Figura 3.32 ed il relativo diagramma temperatura - tempo è riportato in Figura 3.33.

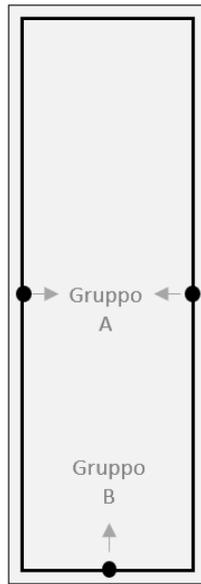


Figura 3.32: Sezione con evidenziate le barre di armatura trasversali della Trave B28.

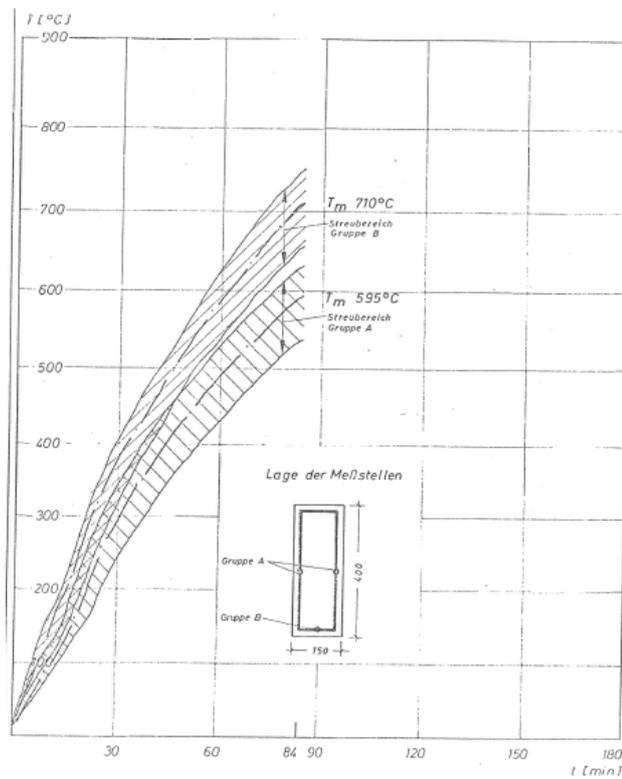


Figura 3.33: Grafico di monitoraggio della temperatura delle barre di armatura trasversali della Trave B28.

Come illustrato in modo più specifico per la Trave B01, anche per questa tipologia di trave è necessario procedere con la distinzione delle misure dei vari intervalli di temperatura e, vista la scarsa suddivisione degli intervalli di tempo, con il frazionamento dell'asse delle ascisse, e quindi del tempo. Dopodiché sono semplicemente identificabili i punti di intersezione degli assi verticali e orizzontali con la curva temperatura-tempo, di cui viene misurata, manualmente, la distanza dalla temperatura immediatamente più bassa (indicata come temperatura base).

Nell'istante finale di tale procedura si ottiene il diagramma per l'armatura trasversale (Figura 3.32) inserito in Figura 3.34, contenente in questo caso solamente il valore medio usato in fase di calcolo.

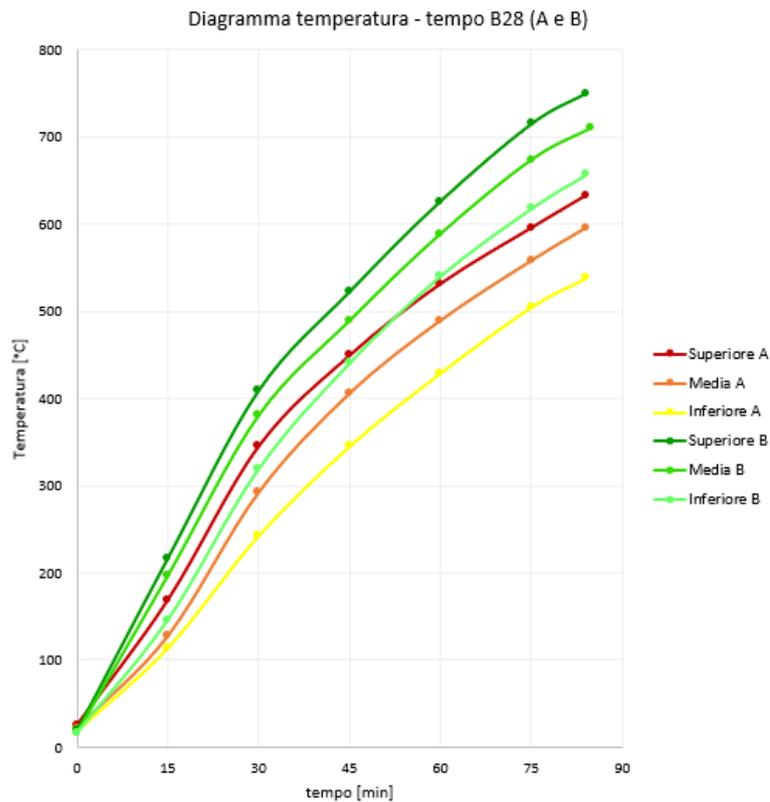


Figura 3.34: Diagramma finale temperatura-tempo riferito alle barre trasversali in B28.

A titolo di verifica del diagramma temperatura-tempo riferito alle barre trasversali, esso viene calcolato tramite il metodo semplificato esposto nel Capitolo 3.2.1, da cui risulta quanto elencato in Tabella 3.9.

La sezione oggetto di studio presenta due bracci di staffa verticali disposti vicino alla superficie di applicazione dell'incendio standard e caratterizzati da diametro pari a 12 mm.

$\varnothing$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
12 (A)	30	0.021	0.200	309.3	313.1	0.2	725.8	0.04	0	333.3
	45			406.7	418	1.1	816.1	0.04	0	438.5
	60			477.1	498.5	2.8	872	0.04	0	519.7
	75			532.1	565.3	5.4	912.7	0.10	0	587.4
	84			560.2	600.9	7.26	932.6	0.10	0	623.5

Tabella 3.9: Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre trasversali nella Trave B28.

**Armature longitudinali** La Trave B28, come la B17 e la B20 e molte altre travi tra quelle verificate, non ha un suo grafico relativo alle barre disposte longitudinalmente che mostri il variare della temperatura nel tempo. Per tale motivo si ricorre al metodo di progettazione presente nella prEN 1992-1-2 (2020) e nel Capitolo 3.2.1.

Il fuoco standard, essendo la B28 una trave rettangolare, viene applicato su tre lati perpendicolari tra loro.

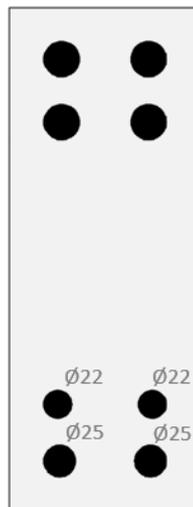


Figura 3.35: Illustrazione della posizione delle armature longitudinali nella sezione della Trave B28.

In Figura 3.35 è visibile la sezione della trave con evidenziate le armature longitudinali, per le quali si applica il metodo.

Le formule illustrate nel Capitolo 3.2.1 possono essere utilizzate solamente per un  $t \geq 30min$  ed è sottinteso che al tempo  $t=0$  le barre siano totalmente intatte.

In tabella 3.10 sono inseriti i valori di temperatura  $\theta$ , derivati applicando le formule illustrate nel Capitolo 3.2.1, per un tempo pari a  $t=30$  minuti e per altri  $n$  tempi che la calcolano ogni 15 minuti fino a collasso.

$\emptyset$ [mm]	$R_{fi}$ [min]	$y$ [m]	$z$ [m]	$\theta_1(y)$ [°C]	$\theta_2(y)$ [°C]	$\theta_1(z)$ [°C]	$\theta_0$ [°C]	$a_c$ [m]	$\Delta\theta$ [°C]	$\theta$ [°C]
25	30	0.0395	0.040	145.9	154	145.9	725.8	0.04	0	289
	45			231.4	251.3	48.7	816.1	0.04	0	305
	60			280.4	316.9	280.4	872	0.04	0	515.4
	75			330.8	384.2	330.8	912.7	0.10	16.9	612.6
	84			357.5	421.3	357.5	932.6	0.10	15.7	653.1
22	30	0.125	0.055	155	162.7	23	725.8	0.04	0	200.5
	45			231.4	251.3	48.7	816.1	0.04	0	305
	60			292.8	327.7	75.9	872	0.04	0	395.1
	75			343.8	395.2	102.8	912.7	0.10	4.3	477.8
	84			370.8	432.3	118.5	932.6	0.10	4	519.8

Tabella 3.10: Tabella contenente i calcoli svolti utilizzando il metodo semplificato per il calcolo della temperatura delle barre longitudinali nella Trave B28.

### 3.3 Confronto generale

Fino a questo punto sono state descritte entrambe le modalità con le quali è stato ricavato il campo di temperatura all'interno della sezione di determinati elementi scelti.

A questo punto si vogliono confrontare, per tutte le travi, i valori provenienti dall'osservazione dei diagrammi proposti da Krampf e, gli stessi, ipotizzando che siano stati ricavati tramite il metodo semplificato proposto da normativa. L'operazione di confronto viene riportata solamente al tempo di collasso anche se la valutazione della temperatura, per ogni barra trasversale e longitudinale, è stata eseguita ad ogni periodo di tempo che caratterizza la singola trave.

La comparazione tra i valori termici ottenuti relativamente alle barre longitudinali è inserita in Figura 3.36 e quella riferita alle barre trasversali in Figura 3.37. In entrambi i grafici l'asse delle ordinate è rappresentato dal rapporto tra la temperatura calcolata tramite le regole da prEN 1992-1-2 (2020) e quella ricavata dai diagrammi contenuti in [13].

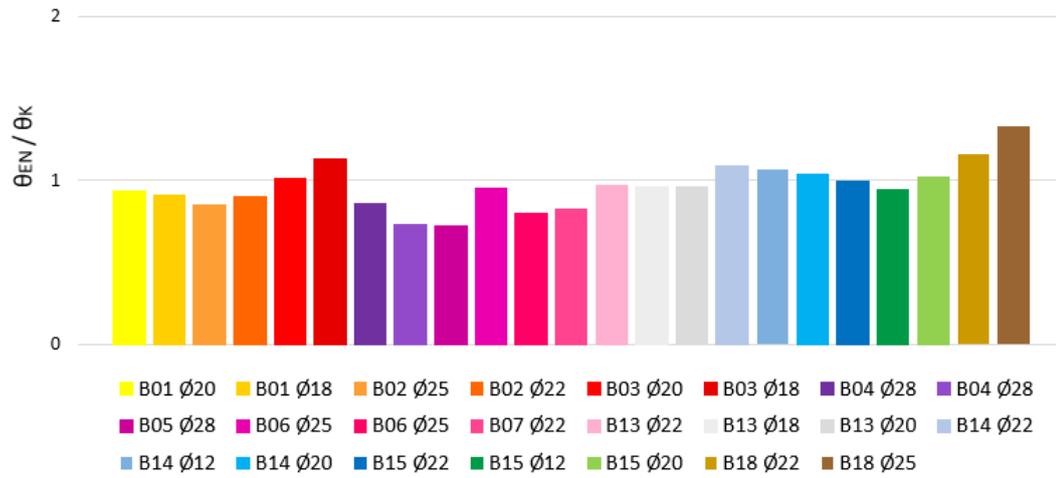


Figura 3.36: Comparazione tra le temperature misurate da Krampf e quelle ricavate con le regole da normativa (EN) per le barre longitudinali.

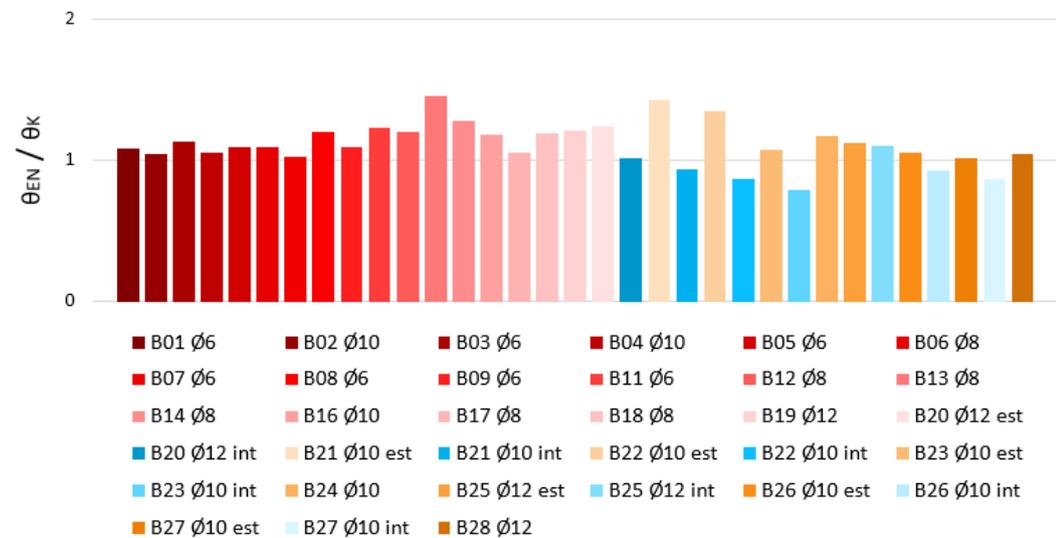


Figura 3.37: Comparazione tra le temperature misurate da Krampf e quelle ricavate con le regole da normativa (EN) per le barre trasversali.

Il valore unitario rappresentato nell'asse delle ordinate dei due grafici rappresenta la coincidenza delle temperature. Quando il rapporto è:

- $< 1$  significa che i materiali presenti nelle travi non raggiungono la reale temperatura in caso di incendio, quindi sono a sfavore di sicurezza;
- $> 1$  si è sicuramente a favore di sicurezza in quanto le temperature risultano maggiori di quelle monitorate sperimentalmente.

Sicuramente la seconda ipotesi è da preferire alla prima.

Tra le diverse colonne che vengono evidenziate nel grafico in Figura 3.36, ve ne sono alcune che superano la linea orizzontale rappresentativa del valore unitario, molte altre che vi stanno al di sotto ed alcune che vi si avvicinano molto. In media, con riferimento alle barre longitudinali, il metodo proposto prevede delle temperature abbastanza precise.

In Figura 3.37 sono invece illustrate le colonne relative al rapporto tra le temperature misurate per le barre trasversali. Con i colori caldi sono contrassegnate le barre indicate come "esterne", ossia vicine alla superficie della sezione, mentre con il colore azzurro e le sue sfumature sono indicate le "barre interne", ovvero più vicine al cuore della trave rispetto alle prime indicate. Per quanto riguarda le staffe "esterne", esse superano tutte la riga orizzontale rappresentativa del rapporto tra le temperature. Ciò sta ad indicare che se si utilizzasse il metodo di calcolo proposto per valutare la temperatura delle staffe, sarebbe ampiamente a favore di sicurezza, anticipando probabilmente, in alcuni casi, il collasso della trave.

La temperatura delle staffe "interne", calcolata come specificato nella prEN 1992-1-2 [7], nei casi analizzati, è mediamente più bassa rispetto a quella riscontrata da Krampf ma questa differenza durante le prove non influenza di molto il risultato, avendo temperature basse per le quali il coefficiente  $k_s$  raramente scende al di sotto del suo valore massimo.

Queste considerazioni sono seguite, nel capitolo successivo, dall'applicazione delle temperature ricavate per verificare il collasso delle travi oggetto di studio.

## Capitolo 4

# Modalità di collasso delle travi

Le travi, sottoposte a contemporanea analisi statica e termica, in quanto soggette sia ad azioni verticali sia a carico di incendio, dopo un certo periodo di tempo dall'inizio del test potrebbero giungere a collasso. Questo è associato alla formazione di un numero di cerniere sufficiente a trasformare la struttura in un meccanismo con un grado di labilità.

Le travi considerate isostatiche, per definizione, sono elementi che nello spazio possiedono un numero di gradi di vincolo pari a quello dei gradi di libertà. Se le azioni agenti dovessero oltrepassare i valori di taglio e/o momento resistenti all'interno della trave anche solamente in un punto, la struttura diventerebbe labile, ovvero suscettibile al movimento, con conseguente rischio di collasso [21].

Al contrario, le travi sono definite iperstatiche quando nello spazio possiedono un numero di gradi di vincolo superiore a quello dei gradi di libertà [20]. Per collassare a taglio queste strutture potrebbero raggiungere il collasso anche in un solo punto della campata, mentre, il collasso per flessione deve essere associato ad un meccanismo di collasso, nel quale si devono venire a formare almeno due cerniere plastiche, in base al grado di iperstaticità dell'elemento preso in considerazione.

Di seguito viene illustrata la valutazione delle modalità di collasso delle 28 travi precedentemente analizzate sperimentalmente [13], prima per taglio e poi per flessione.

## 4.1 Verifica a taglio

La verifica a taglio è soddisfatta se il taglio resistente  $V_{Rd}$  non è minore del taglio sollecitante  $V_{Sd}$ .

Per procedere con la verifica su una sezione in c.a. è necessario che siano note le quantità qui di seguito:

- geometria della sezione: le basi  $b$  e/o  $b_w$ , l'altezza geometrica  $h$  e l'altezza utile  $d$ , da cui si ottiene  $z=0.9d$ ;
- la quantità di armatura metallica trasversale  $A_{sw}$  ed il passo  $s$ , nonché l'inclinazione  $\alpha$ , che essa sia uguale o inferiore a  $90^\circ$ ;
- le resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio, che possono essere rappresentate da valori medi, caratteristici o di progetto.

Tutto ciò che è riportato nel precedente elenco è inserito nel Capitolo 3.

Ora, ricordando quanto affermato per il caso del traliccio a inclinazione variabile (Paragrafo 1.1.3) si procede con il calcolo della percentuale meccanica di armatura trasversale  $\omega_{sw}$  come da Eq. 4.1.

Si fa notare che da ora in poi le resistenze lato acciaio e lato calcestruzzo, saranno rispettivamente indicate con  $f_{yd}$  e  $f_{cd}$ , il che non sta ad indicare l'utilizzo delle resistenti fattorizzate ma una a scelta tra la situazione media, caratteristica e di progetto (detta anche fattorizzata). Lo stesso vale per le sigle dei valori di taglio e momento agenti e resistenti.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot s \cdot f_{cd}} \quad (4.1)$$

Al calcolo della percentuale meccanica di armatura trasversale segue l'impostazione dell'uguaglianza della resistenza a taglio-comprensione  $V_{Rcd}$ , sperimentata nel calcestruzzo, con la resistenza a taglio-trazione  $V_{Rsd}$ , che caratterizza, invece, l'acciaio d'armatura. Attuando questa operazione si ottiene un'espressione pari a quella presentata nell'Eq. 4.2 che, per armature trasversali costituite da sole staffe ( $\alpha = 90^\circ$ ) si riduce all'Eq. 4.3, già vista come Eq. 1.18 nel Paragrafo 1.1.3.

$$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot k_s \cdot \frac{z}{s} \cdot \frac{\sin(\alpha + \theta)}{\sin \theta} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin \theta \cdot \sin(\alpha + \theta)}{\sin \alpha} \quad (4.2)$$

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad (4.3)$$

La quantità  $\cot \theta^*$  identifica un particolare valore della  $\cot \theta$ , in corrispondenza del quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale.

Entrano in gioco diverse situazioni, per le quali si ipotizza di essere in presenza di sole staffe in qualità di armature resistenti a taglio ( $\alpha = 90^\circ$ ), e queste si differenziano a seconda dell'entità di  $\cot \theta^*$ :

- se è compresa nell'intervallo che va da 1.00 a 2.50 si presenta la possibilità di valutare il taglio resistente  $V_{Rd}$  mediante la formula per il calcolo del taglio resistente lato acciaio  $V_{Rsd}$  o quella del taglio resistente lato calcestruzzo  $V_{Rcd}$ , visto che queste risultano coincidenti e la crisi è da attribuirsi al calcestruzzo con acciaio snervato;
- se è maggiore di 2.50, la crisi si verifica nell'armatura trasversale ed il taglio resistente  $V_{Rd}$  risulta coincidente a  $V_{Rsd}$ , pari al massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile mediante l'Eq. 4.4 per una  $\cot \theta = 2.5$ ;

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot k_s \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \cot \theta \quad (4.4)$$

- se è minore di 1.00 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse (acciaio in fase elastica) ed il taglio resistente  $V_{Rd}$  risulta coincidente a  $V_{Rcd}$ , pari al massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile mediante l'Eq. 4.5 per una  $\cot \theta = 1.0$ ;

$$V_{Rcd} = b_w \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4.5)$$

In modo analogo, si ci si potrebbe riferire all'espressione della percentuale meccanica di armatura trasversale  $\omega_{sw}$  eguagliandola al minimo ed al massimo valore dell'intervallo normativo:  $1.0 \leq \omega_{sw} \leq 0.25$ . Così sarebbe possibile valutare gli estremi minimo e massimo dell'intervallo espressi in termini di  $\omega_{sw}$  che forniscono una  $\cot \theta^*$  rispettosa delle indicazioni normative:  $1.0 \leq \cot \theta^* \leq 2.5$ .

Per una membratura non compressa e composta solamente da staffe ( $\alpha = 90^\circ$ ), se la  $\cot \theta=1$ , la percentuale meccanica di armatura trasversale sperimenta il suo valore massimo  $\omega_{sw,max}$  pari a 0.25, mentre se  $\cot \theta=2.5$  la percentuale meccanica di armatura trasversale raggiunge il suo valore minimo  $\omega_{sw,min}$ , ossia 0,069. Il range di valori definito sulla  $\cot \theta$  può essere quindi ugualmente illustrato con  $\omega_{sw}$ . La differenza sta nel fatto che, il valore massimo  $\omega_{sw,max}$  definisce una trave fortemente armata, evento che nel precedente

caso caratterizzava il valore minimo di  $\cot \theta^*$  (pari a 1.0). Viceversa, il valore minimo  $\omega_{sw,min}$  indica una trave debolmente armata, comportamento precedentemente indicato dal valore massimo di  $\cot \theta$  (pari a 2.5).

Le diverse condizioni possono generalizzarsi assumendo come resistenza a taglio  $V_{Rd}$ , la massima resistenza desunta dall'involuppo minimo effettuato sugli andamenti delle resistenze  $V_{Rcd}$ ,  $V_{Rsd}$ , nell'intervallo  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ .

In Figura 4.1 è spiegato questo concetto con riferimento alle resistenze  $V_{Rcd}$  e  $V_{Rsd}$  adimensionalizzate, ossia entrambe divise per  $b \cdot z \cdot f_{cd}$ .

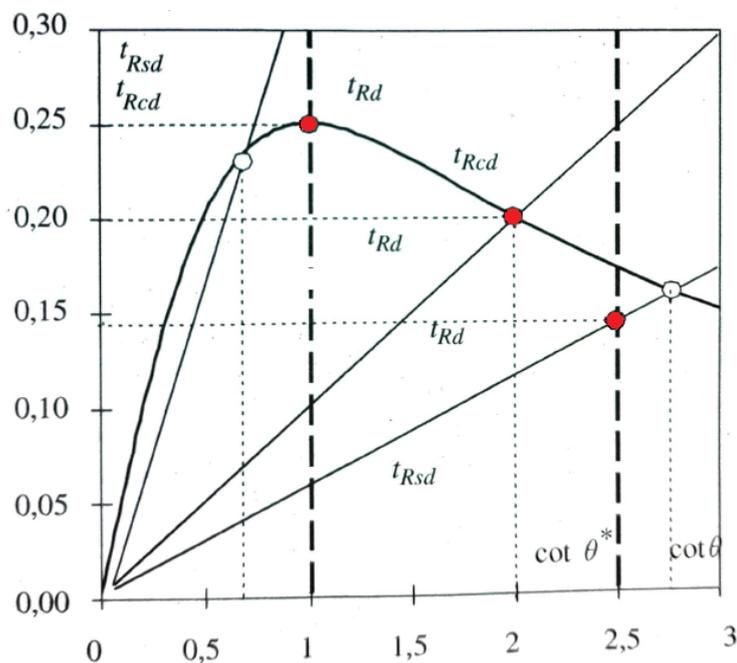


Figura 4.1: Valutazione del taglio resistente al variare della cotangente nell'ipotesi di membratura non compressa e armatura trasversale composta da sole staffe.

Andando oltre le spiegazioni teoriche, la differenza sostanziale dai calcoli a temperatura ambiente mostrati nel Capitolo 1, sta nel fatto che, a temperature elevate, la resistenza dell'acciaio viene ridotta sfruttando il coefficiente  $k_s$  ( $f_{y,fi} = k_s(\theta) \cdot f_y$ ) e nella formula della resistenza del calcestruzzo viene ridotta la larghezza dell'anima, passando da  $b_w$  a  $b_{w,red}$ . All'aumentare del tempo di incendio, è molto probabile che la quantità  $\omega_{sw}$  aumenti per poi diminuire in quanto a tempi bassi di incendio l'erosione del calcestruzzo apporta una diminuzione di resistenza maggiore dell'impatto del calore sulle barre d'acciaio (tramite  $k_s$ ) e viceversa.

Il valore di  $k_s$  è collocato in Tabella 1.22 ed è inversamente proporzionale alla temperatura dell'acciaio. Se si ha a che fare con una temperatura compresa tra due valori contenuti nella Tabella 1.22 è lecito sfruttare l'interpolazione lineare tra la temperatura minore e quella maggiore. Per ogni barra si considera un acciaio lavorato a freddo, caratteristico delle staffe, ma che viene utilizzato in questo elaborato anche per le barre longitudinali visto che la tipologia di armatura utilizzata nelle analisi sperimentali è incerta e rimanendo comunque a favore di sicurezza.

Tra i fattori coinvolti nelle espressioni precedenti appaiono anche:

- $\nu$ : fattore di riduzione il cui valore varia in base alla normativa scelta in quanto per l'NTC18 è pari a 0.5, mentre, negli eurocodici, si ricava mediante l'espressione:  $\nu = 0.6 - f_{ck}/200 \geq 0.5$  (viene usata quest'ultima);
- $\alpha_c$ : coefficiente che per membratura non compressa ha valore pari a 1.

## 4.2 Verifica a flessione

Al fine di calcolare i momenti flettenti resistenti positivi e negativi che caratterizzano le travi oggetto di studio ci si è serviti del software gratuito VcaSLU (Verifica Cemento Armato allo Stato Limite Ultimo). Esso è stato creato dal professor Piero Gelfi che, realizzandolo, aveva l'obiettivo di fornire uno strumento in grado di verificare a presso-flessione sezioni generiche composte da calcestruzzo armato o calcestruzzo armato precompresso, oltre che contribuire allo svolgimento di progetti di elementi di varie forme soggetti a flessione e taglio ed alla verifica di pilastri in zona sismica.

Prima di spiegare il funzionamento del software è doveroso descrivere il comportamento per flessione che porta a collasso le travi oggetto di studio.

### 4.2.1 Collasso per flessione

Le strutture, in generale, giungono a collasso per flessione se il momento agente è maggiore di quello resistente e se tale situazione si verifica prima di un collasso a taglio.

Tra le 28 travi oggetto di studio, una differenziazione lecita è quella tra travi isostatiche e iperstatiche. Le prime sono elementi in semplice appoggio nei quali, per instaurare un collasso dovuto a flessione, è sufficiente la for-

mazione di una sola cerniera plastica in campata. Le travi iperstatiche in questione sono, invece, caratterizzate da una trave continua sorretta da 3 appoggi posti ad uguale distanza. Per questa tipologia di elementi, il valore di momento negativo sull'appoggio centrale, per definizione, non supera il momento negativo ultimo ma, al massimo, lo raggiunge con l'attivazione della redistribuzione. Per giungere a collasso queste strutture devono formare un meccanismo di collasso, in quanto non basta la formazione di una sola cerniera plastica.

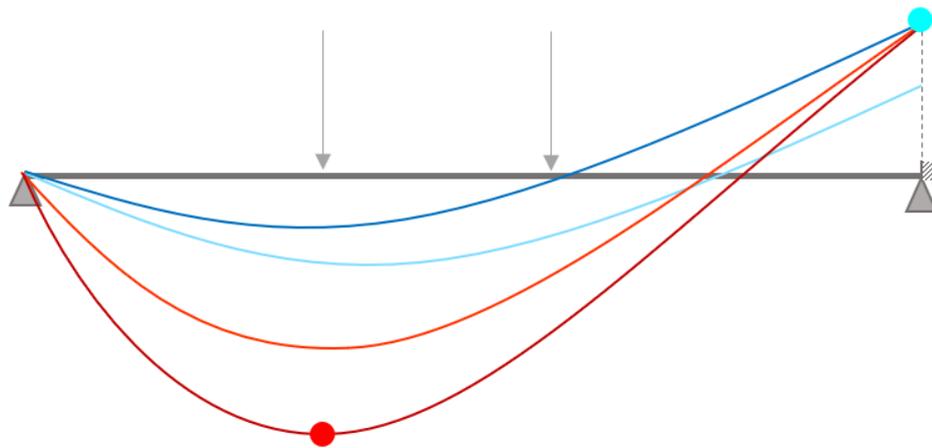


Figura 4.2: Illustrazione dell'andamento dei momenti all'aumentare della temperatura.

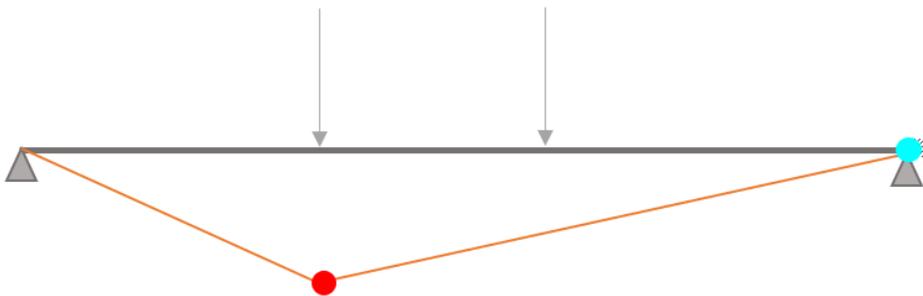


Figura 4.3: Illustrazione delle cerniere plastiche che si vengono a formare a seguito del raggiungimento dei momenti ultimi.

In Figura 4.2 è mostrata mezza trave, per simmetria, nella quale viene evidenziato prima di tutto un aumento del momento negativo in corrispondenza dell'appoggio centrale (linee azzurre) a cui consegue una diminuzione del momento positivo nella campata. Il momento negativo, per ipotesi, non supera

mai il valore coincidente al momento flettente ultimo in quanto, una volta raggiunto quel valore inizia la formazione di una cerniera plastica (cerchio azzurro).

Raggiunto il valore ultimo nell'appoggio centrale, il momento può continuare ad aumentare solamente all'interno della campata della trave (linee arancione e bordeaux). Questo comportamento continua fino a che, anche in campata, non si è raggiunto il valore ultimo di momento, questa volta positivo. Segue la formazione di una seconda cerniera plastica (cerchio rosso) che instaura quindi un meccanismo di collasso, mostrato in Figura 4.3.

Per studiare questo tipo di meccanismi si impone l'uguaglianza tra il lavoro interno ed esterno alla trave e si ricava un elenco di carichi ultimi al variare del tempo di incendio. L'intervallo di carichi in cui ricade il carico agente sulla trave si riferisce ad un determinato intervallo di tempo in cui l'elemento collassa, di solito superiore al tempo di collasso per sola flessione positiva o negativa.

### 4.2.2 VcaSlu

Servendosi di VcaSlu si procede quindi alla valutazione del momento flettente resistente delle sezioni trasversali delle travi in corrispondenza della mezzeria della campata e, solo con riferimento agli elementi iperstatici, in corrispondenza dell'appoggio centrale.

Oltre che al tempo iniziale ed al tempo di collasso, i momenti vengono valutati ogni 15 minuti di incendio. Per le travi che non sono dotate dei diagrammi di temperatura - tempo relativi alle travi longitudinali, la cui evoluzione è stata invece computata grazie a quanto spiegato della nuova normativa EN 1992-1-2 (2020), non sono disponibili i dati ad un tempo di 15 minuti ma da 30 minuti in poi. Ciò è dovuto al fatto che il calcolo della temperatura al variare del tempo, secondo i metodi semplificati, inizia da  $t = 30$  minuti.

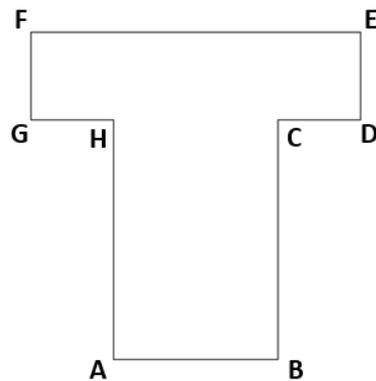
Il procedimento di compilazione dei vari spazi forniti dal software viene presentato con riferimento alla Trave B01. Lo svolgimento dei comandi non cambia molto tra le travi, che siano esse isostatiche o iperstatiche.

### 4.2.3 Impostazione di VcaSlu

La sezione della Trave B01 ha forma "a T". In Figura 4.5 viene illustrato che, inizialmente, è richiesto il numero di vertici della sezione e nel riquadro

evidenziato in rosso vengono inserite le coordinate della sezione intatta ad un tempo di incendio  $t_0 = 0$  minuti. Le coordinate che definiscono la sezione della trave B01, ad esempio, sono quelle elencate di seguito, con riferimento alla Figura 4.4. Nel caso in cui la forma della sezione fosse differente da quella presentata basterebbe rilevare la posizione degli angoli e riportarla sotto forma di coordinate nella finestra preposta.

$$\begin{aligned} A &= ( 0 ; 0) \\ B &= ( 0 ; 22) \\ C &= ( -7.5 ; 22) \\ D &= ( -7.5 ; 30) \\ E &= ( 22.5 ; 30) \\ F &= ( 22.5 ; 22) \\ G &= ( 15 ; 22) \\ H &= ( 15 ; 0) \end{aligned}$$



*Figura 4.4: Illustrazione delle lettere che identificano i vertici della sezione della Trave B01.*

In seguito, si inserisce il numero di barre che compongono la sezione e nel riquadro evidenziato in blu si aggiungono le aree delle armature e la posizione dei centri delle stesse. In Figura 4.5 è anche possibile notare la posizione del riquadro di inserimento della lunghezza dell'elemento (evidenziato con color senape).

Dopo aver inserito nel software i dati relativi al dimensionamento dell'elemento, si può procedere con l'imposizione di quelli riferiti ai materiali che compongono la trave nelle caselle contornate dal riquadro in verde. Premem-

do il tasto "Materiali" appare una nuova finestra che permette, appunto, di modificare tali dati (Figura 4.6).

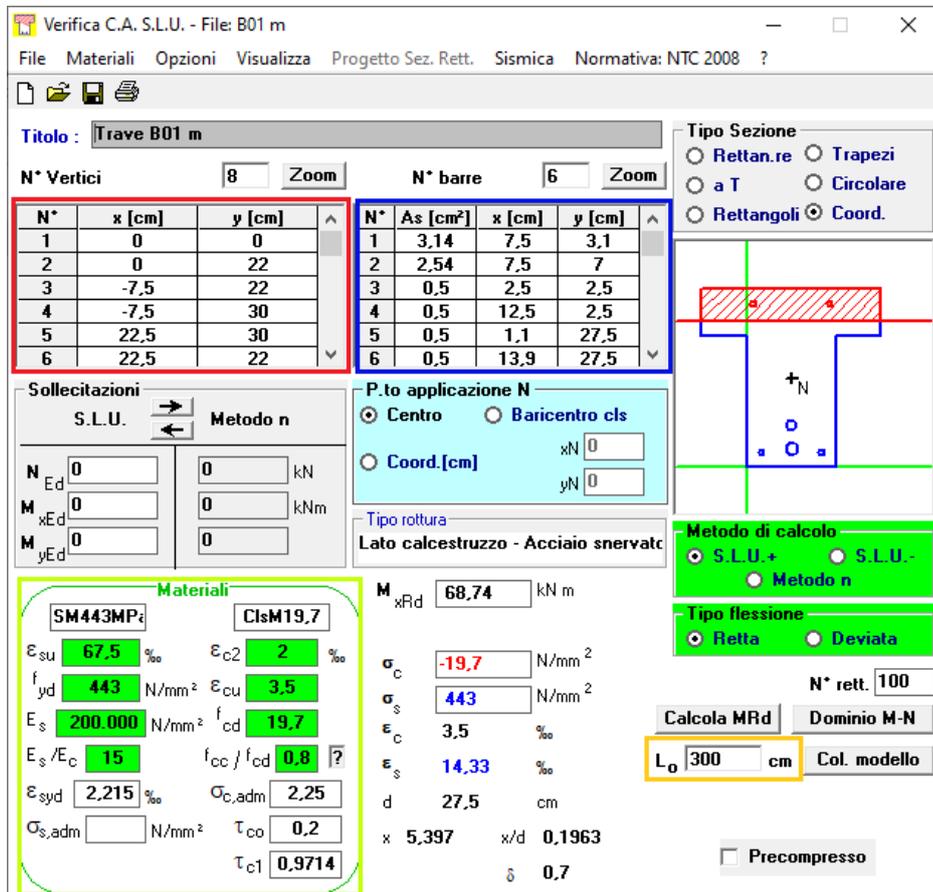


Figura 4.5: Dimensionamento della sezione, inserimento delle barre e della lunghezza  $L_0$  della Trave B01.

Nel riquadro in Figura 4.6 vi è una parte (in arancione) dedicata al calcestruzzo, nella quale vengono aggiunte le resistenze a compressione medie o caratteristiche cilindriche, ed un'altra (in azzurro) dedicata all'acciaio, in cui è specificata la resistenza a snervamento media o caratteristica (nell'immagine sono rappresentati a scopo di esempio i valori medi). In questa finestra è anche importante procedere all'imposizione di valori unitari ai coefficienti  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$  e  $\alpha_{cc}$ . Questi variano solamente nel caso in cui vengono coinvolte le resistenze di progetto. Alla fine di ogni operazione di modifica dei materiali, si preme il tasto in basso a sinistra: "Aggiorna form verifica".

In Figura 4.5 è presente anche una parte riferita al "Metodo di calcolo". Qualora si volesse ottenere il momento resistente in prossimità della sezione di mezzaria della campata della trave, basterebbe utilizzare il tasto "S.L.U. +" che ne restituisce il valore nella casella  $M_{xRd}$  con unità di misura pari a kNm. Se si stesse considerando, invece, una delle travi iperstatiche con appoggio centrale, sarebbe necessario identificare il momento resistente negativo in quel punto, cliccando il tasto "S.L.U. -".

Materiali  
Normativa: NTC 2008

**Acciaio**

Sigla	fyk	ftk	sig. adm
FeB44k	430	540	255
Trefolo	1620	1800	1080
B420C	420	520	
> SM443MP	443		
SD365	365		

Aggiungi Elimina

**SM443MP:**  $f_{yk}$  443 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{tk}$  N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_s$  1

$E_s/E_c$  15  $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_{su}$  67.5 ‰  
 $f_{yd}$  443 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_{syd}$  2,215 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  N/mm<sup>2</sup>

**Calcestruzzo**

Sigla	fck	Rck
> C19.7	19.7	
C19.7	19.7	
C19.7	19.7	
C19.7	19.7	
C19.7	19.7	
C19.7	19.7	
C19.7	19.7	
C19.7	19.7	

Aggiungi Elimina

**C19.7:**  $f_{ck}$  19.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $R_{ck}$  N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_c$  1

$\epsilon_{c2}$  2 ‰  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $\alpha_{cc}$  1  $f_{cd}$  19.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\sigma_{c,adm}$  2.25 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c0}$  0.2  $\tau_{c1}$  0.9714 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  2.188  $E_{cm}$  29.865 N/mm<sup>2</sup>

In verde i dati che verranno usati nei calcoli

Aggiorna form verifica Annulla Carica materiali di default Salva materiali nel file VcaSluMateriali.txt

Figura 4.6: Proprietà dei materiali della Trave B01.

Nel capitolo successivo vengono presentate le analisi, eseguite al fine di determinare la resistenza a taglio e a flessione a vari istanti di tempo di incendio, svolta su cinque travi rappresentative della varietà geometrica dei campioni. Le travi si differenziano ulteriormente per la loro struttura isostatica o iperstatica. La Trave B01 e la Trave B17 sono due esempi rappresentativi delle diverse tipologie di struttura che, in questo elaborato, saranno più arricchite di particolari rispetto agli elementi appartenenti alla stessa categoria. I meccanismi di collasso, vengono mostrati con riferimento alle travi B17, B20 e B28.

## 4.3 Analisi specifiche a collasso

### 4.3.1 Travi isostatiche

#### Trave B01

La Trave B01, come già specificato più volte, è un elemento isostatico ed è composta, oltre che da calcestruzzo, da barre d'acciaio longitudinali e da staffe. La prima tipologia di armatura, in fase di verifica a taglio, è utile per restituire il valore di altezza efficace  $d$  tramite media pesata delle aree coinvolte. Questa trave ha all'interno della zona sezionale tesa 1 Ø20, 1 Ø18 e 2 Ø8 che restituiscono un valore pesato di  $d$  pari a circa 255 mm. Utile ai calcoli è  $d$  moltiplicato per 0.9 da cui si ottiene il braccio interno  $z$ , per la Trave B01 uguale a 230 mm.

Giunti a questo punto bisogna individuare il passo delle staffe. Ve ne sono due diversi e, assumendo che il taglio possa avvenire in prossimità dell'appoggio esterno,  $s$  è pari a 110 mm. Le staffe caratterizzate da questo passo, come in tutto il resto della trave, hanno diametro di 6 mm.

Al tempo iniziale  $t_0 = 0$  minuti la struttura è caratterizzata da una larghezza dell'anima  $b_w = 15$  cm, come da progettazione ai fini sperimentali, che viene ridotta all'aumentare dell'erosione dovuta al fuoco, per trasformarsi così in  $b_{w,red}$ . Si è assunto che il fuoco eroda ogni lato della sezione su cui agisce per l'equivalente di 1 cm ogni 30 minuti. La decrescita del parametro  $b_w$  è visibile in Tabella 4.1.

Forma della trave [-]	tempo [min]	$b_{w,red}$ [cm]
T	0	15
	15	14
	30	13
	45	12
	60	11
	75	10
	85	9.33

Tabella 4.1: Variazione della larghezza dell'anima della Trave B01.

L'acciaio delle armature trasversali ha, invece, una resistenza moltiplicata

per il coefficiente  $k_s$  che, partendo dal valore unitario a  $t_0 = 0$  minuti, risulta nei diversi valori elencati in Tabella 4.2.

Diametro $\emptyset$ [mm]	tempo [min]	$T_{sw}$ [°C]	$k_s$ [-]
6	0	23	1.00
	15	193	1.00
	30	354	0.97
	45	438	0.84
	60	513	0.63
	75	584	0.44
	85	630	0.32

Tabella 4.2: Variazione del coefficiente  $k_s$  al variare della temperatura e del tempo di incendio con riferimento al diametro  $\emptyset 6$  delle staffe.

Note tali informazioni e conoscendo i vari valori di resistenza che caratterizzano i materiali dell'elemento, si procede al calcolo il cui fine è la determinazione delle diverse resistenze a taglio nei differenti tempi di incendio, sia lato calcestruzzo che lato acciaio. Essi sono illustrati nelle Tabelle 4.3 e 4.4 .

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$\omega_{sw}$ [-]	$\nu$ [-]	$\cot \theta$ [-]	$\cot \theta^*$ [-]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
media	0	0.079	0.55	2.44	2.44	131.57	131.57
	15	0.085		2.35	2.35	126.35	126.35
	30	0.088		2.29	2.29	119.3	119.3
	45	0.083		2.38	2.38	107.23	107.23
	60	0.069		2.66	2.50	85.38	94.93
	75	0.053		3.08	2.50	59.76	86.30
	85	0.040		3.57	2.50	42.47	80.54

Tabella 4.3: Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B01.

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$\omega_{sw}$ [-]	$\nu$ [-]	$\cot \theta$ [-]	$\cot \theta^*$ [-]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
caratteristica	0	0.123	0.57	1.91	1.91	94.80	94.80
	15	0.132		1.83	1.83	90.69	90.69
	30	0.137		2.29	2.29	119.30	119.30
	45	0.128		1.86	1.86	77.07	77.07
	60	0.106		2.09	2.09	65.84	65.84
	75	0.082		2.45	2.45	53.88	53.88
	85	0.062		2.86	2.50	39.10	49.54
progetto	0	0.188	0.58	1.45	1.45	62.46	62.46

Tabella 4.4: Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B01.

Il valore di taglio agente ottenuto sperimentalmente [13] sulla trave in questione è pari a  $V_{Ed} = 36.80$  kN.

Eseguendo un confronto tra questo valore e quelli resistenti, lato acciaio e lato calcestruzzo, derivati nelle Tabelle 4.3 e 4.4 si può affermare che:

- se si utilizzano valori medi o caratteristici di resistenza dei materiali, il collasso per taglio, al tempo  $t = 85$  minuti, non avviene in quanto è sempre verificata la relazione  $V_{Ed} < V_{Rd}$ ;
- se un progettista utilizzasse materiali aventi il valore di resistenza fatto-rizzato evidenziato, la trave potrebbe sperimentare il collasso a taglio, visto che è molto inferiore ai valori di resistenza di partenza negli altri due casi.

### Trave B07

La Trave B07, come la B01, è un elemento isostatico ed è caratterizzata da un'altezza efficace  $d$  pari a circa 255 mm (1Ø22). Il braccio interno  $z$ , per la Trave B07, misura circa 241 mm.

In questo elemento vi sono tre diversi passi di staffe e, assumendo che il taglio possa avvenire in prossimità dell'appoggio esterno,  $s$  è pari a 150 mm. Le staffe caratterizzate da questo passo, come in tutto il resto della trave, hanno diametro di 6 mm.

Al tempo iniziale  $t_0 = 0$  minuti la struttura è caratterizzata da una larghezza dell'anima pari a  $b_w=8$  cm che si riduce a  $b_{w,red}$ , pari a 5.73 cm in corrispondenza del tempo di collasso  $t_{coll}=34$  minuti.

L'acciaio delle armature trasversali, avente diametro  $\varnothing 6$ , avrà invece una resistenza moltiplicata per il coefficiente  $k_s$  che, partendo dal valore unitario a  $t_0 = 0$  minuti, risulterà per  $t_{coll}=34$  minuti pari a 0.77 ad una temperatura di 464°C.

A questo punto, si procede con la determinazione delle diverse resistenze a taglio nei differenti tempi di incendio, sia lato calcestruzzo che lato acciaio. Essi sono illustrati in Tabella 4.5.

<b>Tipo di resistenza</b> [-]	<b>tempo</b> [min]	$\omega_{sw}$ [-]	$\nu$ [-]	$\cot \theta$ [-]	$\cot \theta^*$ [-]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
media	0	0.109	0.55	2.02	2.02	83.70	83.70
	15	0.125		1.85	1.85	76.91	76.91
	30	120		1.90	1.90	65.03	65.03
	34	0.117		1.93	1.93	61.55	61.55
caratteristica	0	0.169	0.57	1.55	1.55	59.02	59.02
	15	0.193		1.40	1.40	53.53	53.53
	30	0.186		1.44	1.44	45.44	45.44
	34	0.181		1.47	1.47	43.12	43.12
progetto	0	0.259	0.58	1.12	1.12	37.20	37.20

Tabella 4.5: Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B07.

Il valore di taglio agente ottenuto sperimentalmente [13] è pari a  $V_{Ed} = 25.40kN$ .

Come nella Trave B01, eseguendo un confronto tra questo valore e quelli resistenti, lato acciaio e lato calcestruzzo, derivati in Tabella 4.5, si nota che la Trave B07 non collassa per taglio, ne per materiali aventi resistenze medie ne caratteristiche, visto che è sempre verificata la relazione  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

Inoltre, nuovamente, se un progettista utilizzasse materiali aventi il valore di resistenza fattorizzato evidenziato, la trave potrebbe sperimentare il collasso a taglio, visto che è molto inferiore ai valori di resistenza di partenza negli altri due casi.

### Travi B01 e B07 - Comportamento a flessione

Queste travi, all'avanzare del tempo di incendio sono caratterizzate da diversi momenti flettenti positivi resistenti, che variano in modo inversamente proporzionale al tempo. Questi sono elencati in Figura 4.6 per la B01 ed in Figura 4.7 per la B07.

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$M_{Rd}^+$ [kNm]
media	0	68.74	caratteristica	0	62.18
	30	66.36		30	60.22
	45	60.46		45	55.19
	60	48.39		60	44.57
	75	35.16		75	32.55
	85	25.66		85	23.76

Tabella 4.6: Calcolo della resistenza a flessione per la Trave B01.

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$M_{Rd}^+$ [kNm]
media	0	42.69	caratteristica	0	39.58
	15	42.03		15	38.97
	30	25.36		30	23.52
	34	20.55		34	5.99

Tabella 4.7: Calcolo della resistenza a flessione per la Trave B07.

Al tempo iniziale si ottiene anche il momento resistente con resistenze di progetto (fattorizzate) pari a 49.34 kNm e 33.56 kNm, rispettivamente nella Trave B01 e B07.

Stimati questi questi valori e sapendo che il momento massimo agente in campata nella prima trave è di 27.6 kNm e nella seconda è pari a 21.6 kNm, si può affermare che entrambe collassano per flessione semplice. Ciò avviene rispettivamente, tra 75 e 85 minuti di incendio per la B01 e tra 30 e 34 minuti di incendio per la B07, confermando gli esperimenti.

Visto che le resistenze sia medie che caratteristiche dei materiali evidenziano un collasso a flessione, è molto probabile che, essendo i valori di progetto di partenza più bassi di quelli evidenziati negli altri due casi, la trave progettata con tali quantità collasi anch'essa per flessione.

### 4.3.2 Travi iperstatiche

La crescita del momento resistente nell'appoggio centrale è già stata discussa in precedenza. In questo paragrafo si procede con la misurazione del suo valore  $M_{Rd}(-)$  a 20 °C, identificato come misura massima di riferimento, da confrontare con  $M_{Rd}^*(-)$  nel quale si considera l'erosione del calcestruzzo a collasso, ma non il degrado delle barre. Nell'appoggio centrale, l'erosione avviene nella parte inferiore della sezione portando ad una diminuzione dell'altezza utile, riferita alle barre tese presenti nella parte superiore della trave che, invece, hanno un piccolo o nullo decadimento di resistenza a causa del fuoco.

L'obiettivo è anche quello di dare una prescrizione progettuale semplice. Se si esegue il calcolo con  $M_{Rd}(-)$  valutato a temperatura ambiente, con riferimento alla sezione di appoggio centrale, esso sarà sicuramente maggiore di quello che si sviluppa in condizioni di incendio. Il quesito che ci si pone è se tale valore sia fin troppo a favore di sicurezza, dunque si esegue il calcolo anche con  $M_{Rd}^*(-)$ .

Ai valori di taglio elastico, già noti, verrà sommato un  $\Delta V$ , che rappresenta l'incremento di taglio nell'appoggio centrale, influenzato dal rispettivo aumento di flessione negativa. Il  $\Delta V$  è possibile calcolarlo con la trave resa isostatica. La trave diventa isostatica nel momento in cui l'incastro centrale viene declassato a semplice appoggio e viene evidenziata l'azione di momento  $M_{Rd}(-)$ . A questo punto si pone in equilibrio la trave con i carichi applicati e questo consente di calcolare la reazione vincolare  $V$ .

Quindi, per riassumere il tutto in modo pratico, si verificano due diverse situazioni:

- relativamente al taglio resistente ricavato analiticamente, si impone la correzione rappresentata da una redistribuzione nel calcolo dell'altezza utile ricavabile tramite l'Eq. 4.6, nella quale  $t_{coll}$  rappresenta il tempo di collasso in minuti della trave studiata.

$$\delta = \frac{d - t_{coll} * 10/30}{d} \quad (4.6)$$

- con riferimento al taglio agente ricavato sperimentalmente [13], si può eseguire il calcolo di  $M_u(-)$ , con sezione intatta o erosa dal fuoco mediante l'utilizzo di VcaSlu o anche, nel caso di diminuzione dell'area di calcestruzzo, tramite la formula approssimata presente nell'Eq. 4.7;

$$M_u = 0.9 \cdot (d - t_{coll} * 10/30) \cdot (n_s \cdot A_s) \quad (4.7)$$

All'ultimo punto segue il calcolo del  $\Delta V$  con l'Eq. 4.8 che specifica l'aumento di taglio agente da sommare a quello indicato nel rapporto di prova [13].

$$\Delta V = (M_u - M_{Ed,coll})/L \quad (4.8)$$

### Trave B17 - Comportamento a taglio

La Trave B17, come già specificato più volte, è un elemento iperstatico ed è composta, oltre che da calcestruzzo, da barre d'acciaio longitudinali e da staffe. La prima tipologia di armatura, in fase di verifica a taglio, è utile per restituire il valore di altezza efficace  $d$  tramite media pesata delle aree coinvolte. Questa trave contiene 3 Ø20 e 2 Ø8 che restituiscono un valore pesato di  $d$  pari a circa 364 mm. Utile ai calcoli è  $d$  moltiplicato per 0.9 da cui si ottiene il braccio interno  $z$ , per la Trave B17 uguale a circa 327 mm. Giunti a questo punto bisogna individuare il passo delle staffe. Ve ne sono due diversi e, assumendo che il taglio possa avvenire in prossimità dell'appoggio centrale,  $s$  è pari a 100 mm. Le staffe caratterizzate da questo passo, come in tutto il resto della trave, hanno diametro di 8 mm.

Al tempo iniziale  $t_0 = 0$  minuti la struttura è caratterizzata da una larghezza dell'anima  $b_w=8$  cm, come da progettazione ai fini sperimentali, che sarà ridotta all'aumentare dell'erosione dovuta al fuoco, per trasformarsi così in  $b_{w,red}$ . La decrescita del parametro  $b_w$  è visibile in Tabella 4.8.

L'acciaio delle armature trasversali, avrà invece una resistenza moltiplicata per il coefficiente  $k_s$  che, partendo dal valore unitario a  $t_0 = 0$  minuti, risulterà nei diversi valori elencati in Tabella 4.9.

Forma della trave [-]	tempo [min]	$b_{w,red}$ [cm]
T	0	8
	15	7
	30	6
	45	5
	60	4
	68	3.5

Tabella 4.8: Variazione della larghezza dell'anima della Trave B17.

Diametro $\emptyset$ [mm]	tempo [min]	$T_{sw}$ [°C]	$k_s$ [-]
8	0	22	1.00
	15	94	1.00
	30	237	1.00
	45	395	0.94
	60	536	0.57
	68	691	0.15

Tabella 4.9: Variazione del coefficiente  $k_s$  al variare della temperatura e del tempo con riferimento al diametro  $\emptyset 8$  delle staffe.

Note tali informazioni e conoscendo i vari valori di resistenza che potrebbero caratterizzare i materiali dell'elemento, si procede al calcolo dei valori resistenti a taglio, che verranno diminuiti per effetto della redistribuzione dell'altezza utile. I valori del parametro  $\delta$  e delle resistenze a collasso lato acciaio e lato calcestruzzo sono inseriti in Tabella 4.10.

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$\omega_{sw}$ [-]	$\nu$ [-]	$\cot \theta$ [-]	$\cot \theta^*$ [-]	$\delta$ [-]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
media	0	0.231	0.54	1.16	1.16	1.00	171.09	171.09
	15	0.264		1.03	1.03	0.99	149.21	149.21
	30	0.308		0.87	1.00	0.97	143.43	126.14
	45	0.348		0.74	1.00	0.96	133.30	103.62
	60	0.265		1.02	1.02	0.94	81.68	81.68
	68	0.077		2.45	2.45	0.94	49.13	49.13
caratteristica	0	0.319	0.56	0.87	1.00	1.00	137.40	120.76
	15	0.364		0.73	1.00	0.99	135.50	104.21
	30	0.425		0.56	1.00	0.97	133.60	88.07
	45	0.481		0.41	1.00	0.96	124.17	72.35
	60	0.366		0.73	1.00	0.94	74.47	57.04
	68	0.107		2.06	2.06	0.94	38.50	38.50
progetto	0	0.489	0.58	0.43	1.00	-	120.22	70.97

Tabella 4.10: Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B17.

Il valore di taglio in corrispondenza dell'appoggio centrale ottenuto sperimentalmente [13] è pari a  $V_{Ed} = 76.6kN$ . Utilizzando VcaSlu, si ricavano i valori di  $M_u(-)$  e  $M_u^*(-)$  come descritto precedentemente. I momenti che tengono conto dell'erosione inferiore del calcestruzzo calcolati con VcaSlu e con la formula approssimata (Eq. 4.7) sono molto simili. Ne consegue il calcolo del  $\Delta V$  con l'Eq. 4.8 (nota la lunghezza della singola campata pari a 3 m) che specifica l'aumento di taglio agente da sommare a quello indicato nel rapporto di prova [13]. I risultati sono rappresentati in Tabella 4.11.

Con le resistenze di progetto si valuta solamente  $M_u(-)$  per il quale il taglio  $V_u$  risultante è 96.03 kN, a fronte di un incremento di 19.43 kN. Coincidendo la resistenza a taglio fattorizzata con 70.97 kN, inferiore del taglio  $V_u$ , se un progettista eseguisse una prova con provini aventi resistenze dei materiali di progetto la trave collaserebbe subito.

Eseguendo un confronto tra i valori di taglio agenti e resistenti calcolati per via analitica la Trave B17 collassa a taglio, sia per resistenze medie che caratteristiche, nell'intervallo tra 30 e 45 minuti di incendio visto che non è verificata la relazione  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

<b>Tipo di resistenza</b> [-]	$M_u$ [kNm]	$M_u^*$ [kNm]	$\Delta V$ [kN]	$V_u$ [kN]
media	155.1	-	28.9	105.50
	-	153.80	28.47	105.07
caratteristica	146.2	-	25.93	102.53
	-	145.8	25.80	102.40

Tabella 4.11: Calcolo dell'aumento di taglio agente per redistribuzione del momento agente.

### Trave B17 - Comportamento a flessione

Metà Trave B17 è rappresentata in Figura 4.7.

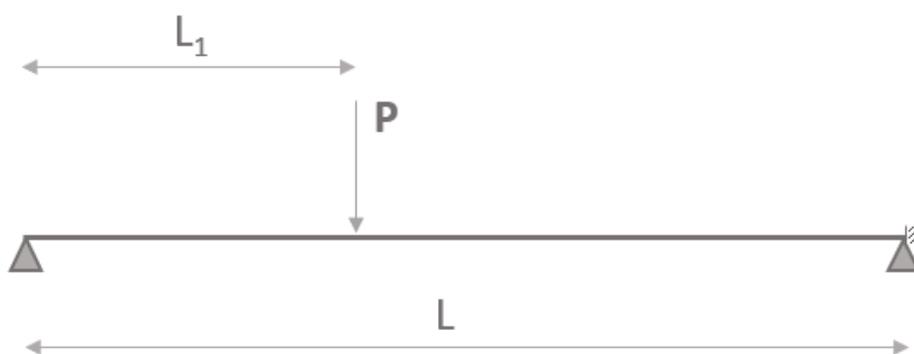


Figura 4.7: Trave B17.

Il carico  $P$  in Figura 4.7 è pari a 130.2 kN e si trova a una distanza  $L_1=1.13$  m dall'appoggio esterno. La lunghezza totale della campata è invece  $L=3$  m. Il meccanismo ipotizzato, nel caso in cui il campione collapsasse per flessione, è rappresentato in Figura 4.8.

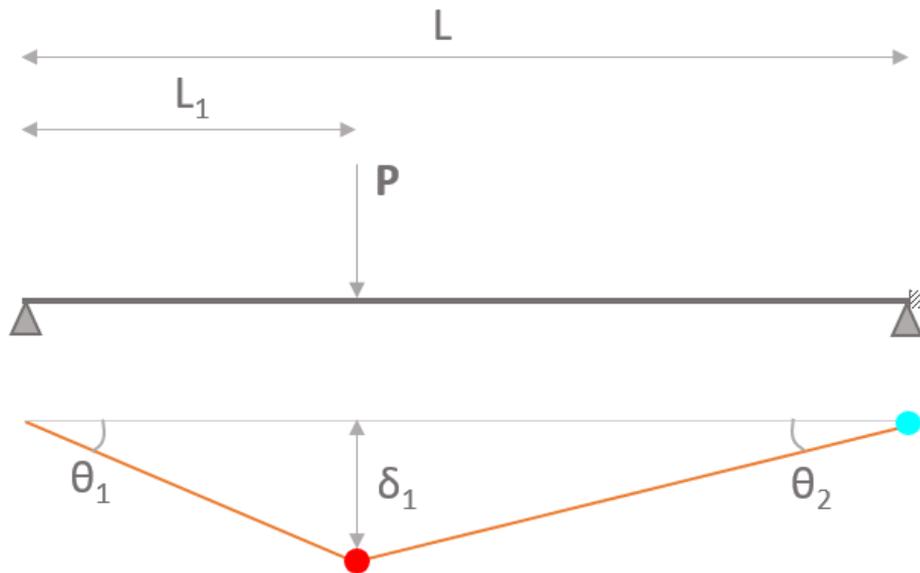


Figura 4.8: Meccanismo di collasso associato alla Trave B17.

Assunto ciò, si prosegue con il calcolo della deflessione massima  $\delta_1$ , assunta in corrispondenza della cerniera plastica formatasi nel punto di applicazione del carico verticale e valutata tramite una delle espressioni contenute in Eq. 4.9.

$$\delta_1 = L_1 \cdot \theta_1 \quad \delta_1 = (L - L_1) \cdot \theta_2 \quad (4.9)$$

Eguagliando le due espressioni se ne ricava una terza che pone in relazione i due angoli (Eq. 4.10).

$$L_1 \cdot \theta_1 = (L - L_1) \cdot \theta_2 \quad (4.10)$$

Il lavoro interno, a questo punto, viene eguagliato a quello esterno come in Eq. 4.11 e dopo alcuni passaggi è disponibile l'espressione del carico ultimo identificata come Eq. 4.12.

$$P \cdot \delta_1 = M_u^+ \cdot (\theta_1 + \theta_2) + M_u^- \cdot \theta_2 \quad (4.11)$$

$$P_u = \frac{M_u^+ \cdot L/L_1 + M_u^-}{L - L_1} \quad (4.12)$$

I risultati per ogni tempo di collasso sono riportati in Tabella 4.12.

<b>Tipo di resistenza</b> [-]	<b>tempo</b> [min]	$M_u^+$ [kNm]	$M_u^-$ [kNm]	$P_u$ [kN]
media	0	164.40	155.1	316.3
	30	161.10	153.7	310.9
	45	135.00	152.8	273.4
	60	101.50	149.8	224.2
	68	77.2	143.7	186.5
caratteristica	0	155	146.2	298.2
	30	152	145.4	293.6
	45	127.4	144.6	258.2
	60	95.68	140.1	210.8
	68	72.68	122.7	168.8

Tabella 4.12: Calcolo del carico ultimo che crea un meccanismo di collasso nella Trave B17 nei vari tempi di incendio.

Il valore di momento in corrispondenza dell'appoggio centrale ottenuto sperimentalmente [13] è pari a  $M_{Ed} = 68.4kNm$  e, al centro della campata, uguale a  $M_{Ed} = 71kNm$ . Dai momenti resistenti elencati in Tabella 4.12 si nota che nell'intervallo di tempo da 0 a 68 minuti la trave non collassa per flessione. Ciò dovrebbe essere ulteriormente verificato dal meccanismo di collasso. Infatti, il carico agente  $P$  è pari a 130.2 kN e sia che si utilizzino resistenze medie o caratteristiche per i materiali coinvolti, il collasso con l'instaurazione di un meccanismo avviene ad un tempo superiore rispetto a quello ottenuto sperimentalmente (pari a 68 minuti).

In conclusione, la Trave B17 collassa per taglio.

### Trave B20 - Comportamento a taglio

La Trave B20, come la B17 è un elemento iperstatico ed ha un'altezza efficace  $d$ , calcolata tramite media pesata delle aree coinvolte, pari a circa 349 mm. Il braccio interno  $z$ , per la Trave B20 misura circa 314 mm.

In questo elemento vi sono due diversi passi di staffe e, assumendo che il taglio possa avvenire in prossimità dell'appoggio centrale,  $s$  è pari a 120 mm. Le staffe caratterizzate da questo passo, come in tutto il resto della trave, hanno diametro di 12 mm.

Al tempo iniziale  $t_0 = 0$  minuti la struttura è caratterizzata da una larghezza dell'anima  $b_w=30$  cm che si riduce a  $b_{w,red}$ , pari a 18.8 cm in corrispondenza del tempo di collasso  $t_{coll}=168$  minuti.

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$\omega_{sw}$ [-]	$\nu$ [-]	$\cot \theta$ [-]	$\cot \theta^*$ [-]	$\delta$ [-]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
media	0	0.204	0.54	1.28	1.28	1.00	618.95	618.95
	15	0.211		1.25	1.25	0.99	595.53	595.53
	30	0.218		1.21	1.21	0.97	568.12	568.12
	45	0.226		1.18	1.18	0.96	542.69	542.69
	60	0.235		1.14	1.14	0.94	517.11	517.11
	75	0.240		1.12	1.12	0.93	490.81	490.81
	90	0.240		1.15	1.15	0.91	462.57	462.57
	105	0.230		1.16	1.16	0.90	435.60	435.60
	120	0.225		1.18	1.18	0.89	408.86	408.86
	135	0.221		1.20	1.20	0.87	382.79	382.79
	150	0.219		1.21	1.21	0.86	358.18	358.18
	168	0.219		1.21	1.21	0.84	329.74	329.74
caratteristica	0	0.309	0.56	0.90	1.00	1.00	497.33	450.46
	15	0.319		0.87	1.00	0.99	490.21	429.21
	30	0.331		0.83	1.00	0.97	483.08	408.38
	45	0.343		0.79	1.00	0.96	475.96	387.99
	60	0.355		0.76	1.00	0.94	467.85	368.03
	75	0.363		0.73	1.00	0.93	452.69	348.49
	90	0.354		0.76	1.00	0.91	416.72	329.39
	105	0.349		0.78	1.00	0.90	387.67	310.72
	120	0.341		0.80	1.00	0.89	357.34	292.48
	135	0.334		0.82	1.00	0.87	328.67	274.66
	150	0.332		0.83	1.00	0.86	305.76	257.28
	168	0.331		0.83	1.00	0.84	280.63	236.99
progetto	0	0.473	0.58	0.47	1.00	-	432.46	263.38

Tabella 4.13: Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B20.

L'acciaio delle armature trasversali, avente diametro  $\emptyset 12$ , avrà invece una resistenza moltiplicata per il coefficiente  $k_s$ . In questo elemento vi sono delle

staffe posizionate più esternamente ed altre più internamente che avranno entrambe un valore unitario di  $k_s$  a  $t_0 = 0$  minuti e al tempo  $t_{coll}=168$  minuti sarà rispettivamente pari a 0.34 e 1.00 per delle temperature di 620°C e 250°C. A questo punto si calcolano i valori resistenti a taglio, che verranno diminuiti per effetto della redistribuzione dell'altezza utile. I valori del parametro  $\delta$  e delle resistenze a collasso lato acciaio e lato calcestruzzo sono inseriti in Tabella 4.13.

Il valore di taglio in corrispondenza dell'appoggio centrale ottenuto sperimentalmente [13] è pari a  $V_{Ed} = 252kN$ . Utilizzando  $V_{caSlu}$ , si ricavano i valori di  $M_u(-)$ ,  $M_u^*(-)$  e  $\Delta V$  (nota la lunghezza della singola campata pari a 3 m) come descritto precedentemente. I risultati sono rappresentati in Tabella 4.14.

Con le resistenze di progetto si valuta solamente  $M_u(-)$  per il quale il taglio  $V_u$  risultante è 289.67 kN, a fronte di un incremento di 37.67 kN. Coincidendo la resistenza a taglio fattorizzata con 263.38 kN, leggermente inferiore al taglio  $V_u$ , se un progettista eseguisse una prova con provini aventi resistenze dei materiali di progetto la trave potrebbe collassare a causa dell'eccessivo taglio in poco tempo.

Eseguendo un confronto tra i valori di taglio agenti e resistenti calcolati per via analitica la Trave B20 soddisfa la relazione  $V_{Ed} > V_{Rd}$ :

- con resistenze medie, nell'intervallo tra 150 e 168 minuti di incendio;
- usando resistenze caratteristiche, nell'intervallo tra 90 e 105 minuti di incendio per il taglio agente calcolato con  $M_u(-)$ ;
- di nuovo con resistenze caratteristiche ma per il taglio agente valutato con  $M_u^*(-)$ , nell'intervallo tra 105 e 120 minuti di incendio.

Per capire realmente come collassa questa struttura è necessario valutarne il collasso mediante meccanismo di collasso. Prima di fare questo si controlla il comportamento a taglio della B28 per poi analizzare il comportamento a flessione una volta sola, avendo queste geometria longitudinale molto simile.

<b>Tipo di resistenza</b> [-]	$M_u$ [kNm]	$M_u^*$ [kNm]	$\Delta V$ [kN]	$V_u$ [kN]
media	407.2	-	65.5	317.53
	-	374	54.5	306.47
caratteristica	381.8	-	57.07	309.07
	-	340.1	43.17	295.17

Tabella 4.14: Calcolo dell'aumento di taglio agente per redistribuzione del momento agente.

### Trave B28 - Comportamento a taglio

La Trave B28, come la B17 e la B20 è, un elemento iperstatico ed  $d$  pari a circa 334 mm ed il braccio interno  $z$  è uguale a circa 301 mm.

Giunti a questo punto bisogna individuare il passo delle staffe. Ve ne sono due diversi e, assumendo che il taglio possa avvenire in prossimità dell'appoggio centrale,  $s$  è pari a 80 mm. Le staffe caratterizzate da questo passo, come in tutto il resto della trave, hanno diametro di 12 mm.

Al tempo iniziale  $t_0 = 0$  minuti la struttura è caratterizzata da una larghezza dell'anima  $b_w = 15$  cm che si riduce a  $b_{w,red}$ , pari a 9.4 cm in corrispondenza del tempo di collasso  $t_{coll} = 84$  minuti.

L'acciaio delle armature trasversali, avrà invece una resistenza moltiplicata per il coefficiente  $k_s$  che, partendo dal valore unitario a  $t_0 = 0$  minuti, risulterà per  $t_{coll} = 84$  minuti pari a 0.41 ad una temperatura di 595°C.

Note tali informazioni e conoscendo i vari valori di resistenza che potrebbero caratterizzare i materiali dell'elemento, si procede al calcolo dei valori resistenti a taglio che verranno diminuiti per effetto della redistribuzione dell'altezza utile. I valori del parametro  $\delta$  e delle resistenze a collasso lato acciaio e lato calcestruzzo sono inseriti in Tabella 4.15.

Tipo di resistenza [-]	tempo [min]	$\omega_{sw}$ [-]	$\nu$ [-]	$\cot \theta$ [-]	$\cot \theta^*$ [-]	$\delta$ [-]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
media	0	0.216	0.51	1.17	1.17	1.00	416.29	416.29
	15	0.231		1.10	1.10	0.99	385.71	385.71
	30	0.249		1.03	1.03	0.97	354.26	354.23
	45	0.250		1.03	1.03	0.96	321.98	321.98
	60	0.206		1.22	1.22	0.94	285.00	285.00
	75	0.167		1.44	1.44	0.93	243.60	243.60
	84	0.142		1.61	1.61	0.92	216.80	216.80
caratteristica	0	0.278	0.53	0.96	1.00	1.00	356.97	341.45
	15	0.298		0.89	1.00	0.99	351.63	131.91
	30	0.321		0.81	1.00	0.97	346.28	287.06
	45	0.322		0.81	1.00	0.96	315.57	260.89
	60	0.265		1.00	1.00	0.94	235.40	235.40
	75	0.215		1.22	1.22	0.93	206.64	206.64
	84	0.183		1.38	1.38	0.92	186.33	186.33
progetto	0	0.426	0.56	0.56	1.00	-	356.97	204.27

Tabella 4.15: Calcolo della resistenza a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo per la Trave B28.

Il valore di taglio in corrispondenza dell'appoggio centrale ottenuto sperimentalmente [13] è pari a  $V_{Ed} = 189kN$ . Utilizzando VcaSlu, si ricavano i valori di  $M_u(-)$ ,  $M_u^*(-)$  e  $\Delta V$  (nota la lunghezza della singola campata pari a 3 m) come descritto precedentemente. I risultati sono rappresentati in Tabella 4.16.

Con le resistenze di progetto si valuta solamente  $M_u(-)$  per il quale il taglio  $V_u$  risultante è 218.53 kN, a fronte di un incremento di 29.53 kN. Coincidendo la resistenza a taglio fattorizzata con 204.27 kN, leggermente inferiore al taglio  $V_u$ , se un progettista eseguisse una prova con provini aventi resistenze dei materiali di progetto la trave potrebbe collassare a causa dell'eccessivo taglio in poco tempo.

Eseguendo un confronto tra i valori di taglio agenti e resistenti calcolati per via analitica la Trave B28 soddisfa la relazione  $V_{Ed} > V_{Rd}$ :

- con resistenze medie, nell'intervallo tra 75 e 84 minuti di incendio;
- usando resistenze caratteristiche, nell'intervallo tra 60 e 75 minuti di

incendio.

Per questa struttura, il taglio calcolato con  $M_u(-)$  evidenzia un collasso che quello con misurato  $M_u^*(-)$  non rileva.

Tipo di resistenza [-]	$M_u$ [kNm]	$M_u^*$ [kNm]	$\Delta V$ [kN]	$V_u$ [kN]
media	310.5	-	50.80	239.83
	-	292.7	44.90	233.9
caratteristica	290.5	-	44.17	233.17
	-	276.00	39.33	228.33

Tabella 4.16: Calcolo dell'aumento di taglio agente per redistribuzione del momento agente al tempo di collasso.

### Travi B20 e B28 - Comportamento a flessione

Le Travi B20 e B28 sono caratterizzate dalla stessa geometria quindi in questo paragrafo vengono analizzate insieme. La geometria di questi campioni è rappresentata in Figura 4.9.

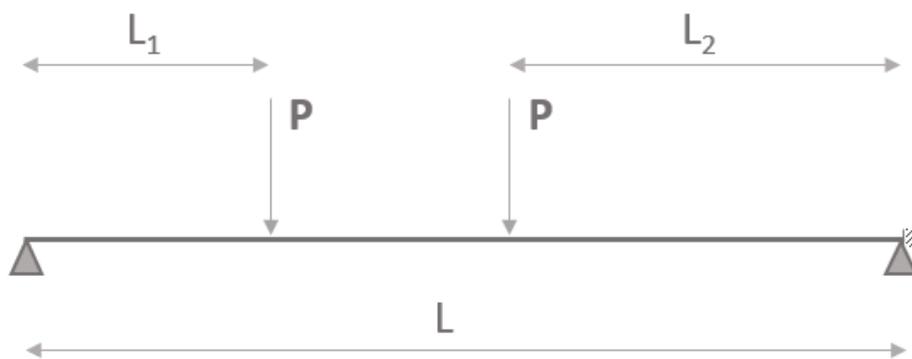


Figura 4.9: Trave B17.

I carichi  $P$  in Figura 4.9 nella B20 e nella B28 sono rispettivamente pari a 213.8 kN e 161.2 kN e si trovano ad una distanza  $L_1=0.85$  m dall'appoggio esterno e di  $L_2=1.35$  m dall'appoggio centrale. La lunghezza totale della campata è invece  $L=3$  m.

Il meccanismo ipotizzato, nel caso in cui il campione collassasse per flessione, è rappresentato in Figura 4.10.

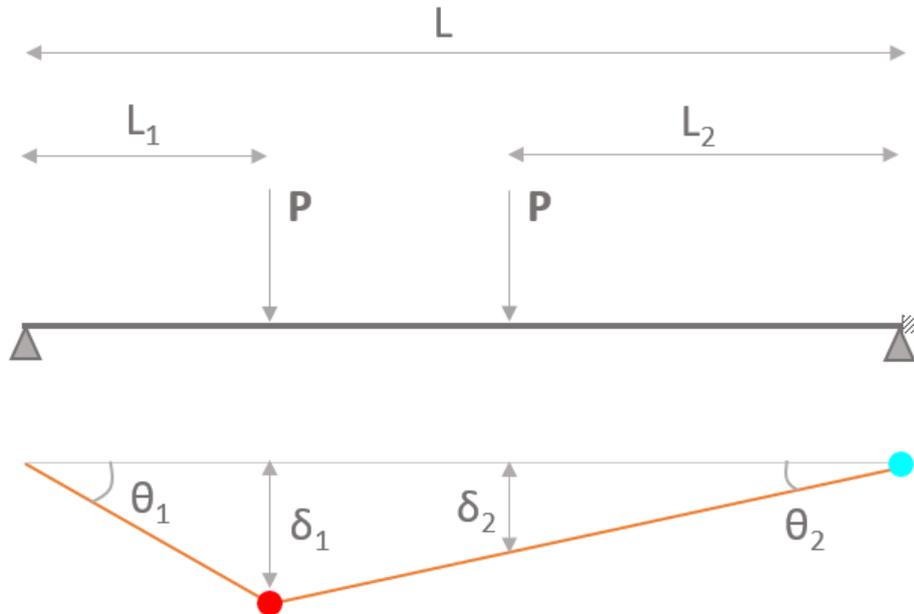


Figura 4.10: Meccanismo di collasso associato alla Trave B20.

Assunto ciò, si prosegue con il calcolo delle deflessioni  $\delta_1$  e  $\delta_2$ , assunte in corrispondenza dei carichi e valutate tramite le espressioni contenute in Eq. 4.13.

$$\delta_1 = L_1 \cdot \theta_1 \quad \delta_2 = L_2 \cdot \theta_2 \quad (4.13)$$

Eguagliando le due espressioni se ne ricava una terza che pone in relazione i due angoli (Eq. 4.14).

$$L_1 \cdot \theta_1 = (L - L_1) \cdot \theta_2 \quad (4.14)$$

Il lavoro interno a questo punto viene eguagliato a quello esterno, come in Eq. 4.15 e, dopo alcuni passaggi, è disponibile l'espressione del carico ultimo identificata come Eq. 4.16.

$$P \cdot \delta_1 = M_u^+ \cdot (\theta_1 + \theta_2) + M_u^- \cdot \theta_2 \quad (4.15)$$

$$P_u = \frac{M_u^+ \cdot L/L_1 + M_u^-}{L - L_1 + L_2} \quad (4.16)$$

I risultati per ogni tempo di collasso sono riportati in Tabella 4.17, in riferimento alla Trave B20, ed in Tabella 4.18 per la Trave B28.

<b>Tipo di resistenza</b> [-]	<b>tempo</b> [min]	$M_u^+$ [kNm]	$M_u^-$ [kNm]	$P_u$ [kN]
media	0	278.5	407.2	397.2
	30	277.7	402.3	395.0
	45	277.3	400.5	394.1
	60	276.3	398.9	392.6
	75	270.3	394.8	385.4
	90	253.9	387.6	366.8
	105	232.9	377.2	342.6
	120	211.1	364	316.9
	135	183.6	338.4	281.8
	150	158.0	311	248.2
	168	129.1	269.5	207.2
caratteristica	0	261.6	381.8	372.9
	30	261	377.8	371.1
	45	260.7	374.6	369.9
	60	259.9	371.2	368.1
	75	254.4	366.3	361.2
	90	238.9	357.1	342.9
	105	219.1	339.7	318.0
	120	198.6	318.6	291.3
	135	172.7	287	256.2
	150	148.60	254.7	222.6
	168	121.3	218.1	184.6

Tabella 4.17: Calcolo del carico ultimo che crea un meccanismo di collasso nella Trave B20 nei vari tempi di incendio.

<b>Tipo di resistenza</b> [-]	<b>tempo</b> [min]	$M_u^+$ [kNm]	$M_u^-$ [kNm]	$P_u$ [kN]
media	0	236.10	310.5	326.8
	30	234.1	303.2	322.7
	45	220.0	297.0	306.7
	60	181.3	283.4	263.8
	75	130.2	240.4	200.0
	84	106.3	213.9	168.3
caratteristica	0	222.2	290.5	307.1
	30	220.6	284.5	303.7
	45	207.4	278.7	288.8
	60	170.9	261.7	247.1
	75	122.7	212.4	184.4
	84	100.1	184.8	153.7

*Tabella 4.18: Calcolo del carico ultimo che crea un meccanismo di collasso nella Trave B28 nei vari tempi di incendio.*

Nella Trave B20, essendo il carico agente  $P$  pari a 213.8 kN, se si utilizzano resistenze medie per i materiali coinvolti avviene collasso con meccanismo tra i 150 e i 168 minuti e lo stesso con resistenze caratteristiche.

Nella Trave B28, il carico agente  $P$  è 161.2 kN quindi, se si utilizzano resistenze medie per i materiali coinvolti non avviene collasso con meccanismo entro gli 84 minuti e, con resistenze caratteristiche, il collasso con l'instaurazione di un meccanismo avviene ad un tempo di incendio compreso tra i 75 e gli 84 minuti.

In conclusione, la Trave B20, usando valori di resistenza media collassa per taglio tra i 150 e i 168 minuti di incendio, mentre con valori caratteristici collassa per taglio nell'intervallo tra i 90 e i 105 minuti di incendio.

Con lo stesso ragionamento, la B28 sia con resistenze medie che caratteristiche dei materiali collassa per taglio rispettivamente nell'intervallo 75 - 84 minuti e 60 - 75 minuti.

## 4.4 Metodo tabellare

Un ulteriore riscontro può essere apportato applicando il metodo tabellare. L'analisi dei dati tabellari viene effettuata mediante la valutazione degli elementi trave in accordo con il capitolo 4.7 della nuova EN 1992-1-2 [7]. In tale parte della normativa viene precisato come il progetto degli effetti delle azioni debba essere eseguito al tempo  $t=0$  seguendo le indicazioni riportate nel Capitolo 6.3 dell'EN 1991-1-2. Ai fini delle verifiche in caso di incendio è consigliato di prendere in considerazione gli effetti della curvatura termica derivanti dai gradienti termici che attraversano la sezione e viene data, invece, la possibilità di trascurare gli effetti delle espansioni termiche assiali o in piano. Inoltre, le condizioni al contorno cinematiche nei supporti e nelle parti finali degli elementi, applicabili al tempo  $t=0$  possono essere assunte come invariate durante l'esposizione al fuoco. Infine, nuovamente il Capitolo 6.3 dell'EN 1991-1-2 stabilisce che il metodo tabellare, i metodi semplificati o avanzati illustrati nei Capitoli 6 - 7 - 8 della normativa in questione sono adatti per verificare le strutture soggette ad incendio.

Procedendo con la definizione generica del metodo tabellare, nella normativa [7] si precisa che i dati, raccolti in tabelle, devono essere utilizzati solo per una tipologia di esposizione a fuoco standard e la distribuzione di temperatura deve essere assunta come la stessa per la lunghezza degli elementi strutturali. L'analisi dei dati tabellari può essere usata per ottenere soluzioni di progetto applicabili generalmente in relazione alla tipologia dell'elemento (dimensioni, distanza dagli assi, rapporto di armatura, ecc.) senza il ricorso a nessuna equazione di equilibrio.

In più, l'applicazione di questo metodo, porterebbe a risultati a favore di sicurezza comparabili con test o metodi di progetto semplificati o avanzati. L'estrapolazione fuori dal range di applicazione non può essere applicata.

Sempre generalmente, una prima precisazione importante riguarda gli elementi aventi resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo superiore o uguale a 70 MPa, caso nel quale i dati preimpostati nelle varie tabelle del metodo non potrebbero essere usati per una resistenza al fuoco maggiore o uguale di 180. Una seconda precisazione, altrettanto importante, ma più contestualizzata rispetto alla prima (in relazione all'analisi di riferimento) riguarda la distanza dalla base della sezione al baricentro delle barre longitudinali presenti in zona tesa che viene identificata con la lettera  $a$ , come visibile in Figura 4.11.

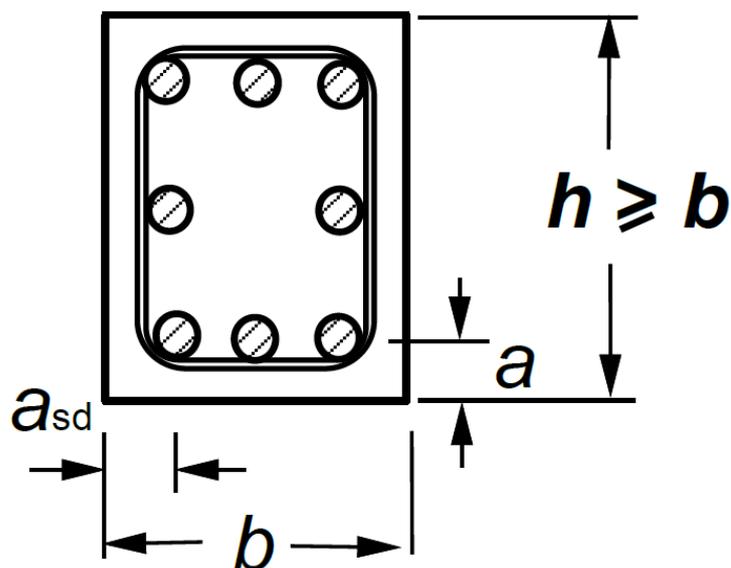


Figura 4.11: Sezione generica che pone in evidenza la distanza "a".

In una fase di verifica ha particolare importanza la disposizione dell'armatura longitudinale tesa che, come precisato in precedenza, consiste in acciaio non precompresso.

I valori riportati nelle tabelle della normativa in esame devono essere considerati come dimensioni minime per la resistenza al fuoco in aggiunta alle regole dettagliate che si trovano nell'EN 1992-1-1 [5]. Può accadere che certi valori di  $a$  siano inferiori di quelli specificati in quest'ultimo codice e dovrebbero essere usati sfruttando l'interpolazione lineare.

Se capitasse un caso in cui vi sono più armature tese con diverse altezze utili nella rispettiva zona dell'elemento considerato andrebbe calcolata la distanza media  $a_m$  dalla base della sezione al baricentro delle barre tese che dovrebbe risultare almeno uguale alla distanza  $a$  data nelle tabelle.

$a_m$  si può determinare tramite la formula presente nell'Eq. 4.17, con riferimento alla Figura 4.12, nella quale  $A_{si}$  rappresenta l'area sezionale dell'armatura  $i$ ,  $a_i$  è la distanza dalla superficie esposta più vicina dal baricentro dell'armatura  $i$ . Nel momento in cui si considerasse una trave avente acciaio di armatura con differenti caratteristiche di resistenza, l'area sezionale dell'armatura dovrebbe essere rimpiazzata nell'Eq. 4.17 da  $A_{si} \cdot f_{yki}$ .

$$a_m = \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2 + \dots + A_{sn} \cdot a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} \quad (4.17)$$

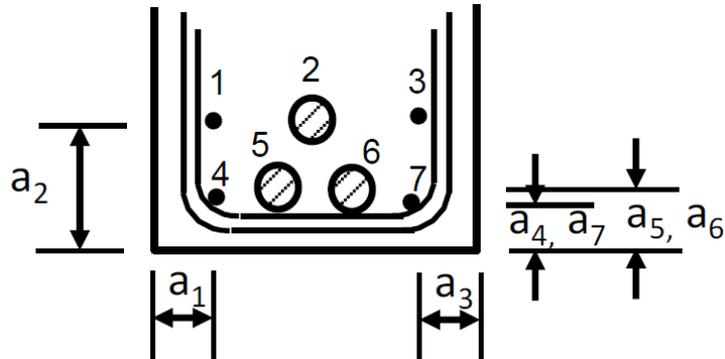


Figura 4.12: Illustrazione della possibilità di avere più strati di armatura nella parte di calcestruzzo tesa con riferimento al calcolo della distanza media  $a_m$ .

In generale la distanza  $a$  per ogni barra di armatura non dovrebbe essere minore di quella richiesta per avere R 30 nel caso di armature in uno strato singolo o metà della distanza media per barre in strati multipli.

#### 4.4.1 Travi

La nuova normativa fornisce svariate informazioni sull'applicazione del metodo di progetto tabellare a colonne, muri, travi e solai. In questa analisi gli elementi sono rappresentati da travi di variabile forma e lunghezza e la loro resistenza al fuoco può essere analizzata con il metodo proposto solamente se esse soddisfano le restrizioni dimensionali elencate nelle Tabelle 6.7, 6.8 e 6.9 contenute nella EN 1992-1-2 [7].

Tali tabelle vengono tenute in considerazione per travi esposte al fuoco su tre lati ed aventi il quarto lato isolato da solai o da altri elementi che effettuano un isolamento prolungato durante tutto il periodo in cui la trave è soggetta ad incendio. Per le sezioni aventi quattro lati esposti al fuoco vi è un capitolo a parte nella normativa.

Gli elementi oggetto di studio in questa tesi sono soggetti ad esposizione esattamente su tre lati e sono dotati di varie forme le cui dimensioni vengono considerate come da Figura 4.13.

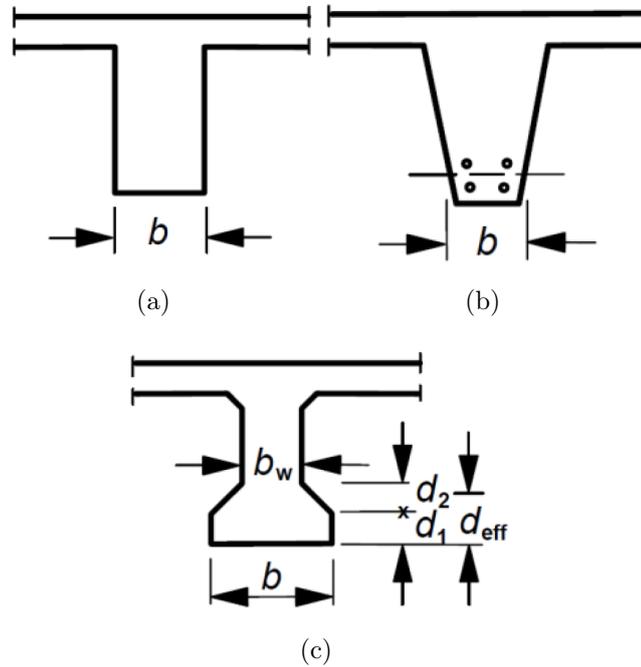


Figura 4.13: Illustrazione delle possibili forme delle travi, utili all'applicazione del metodo tabellare.

In travi di larghezza variabile, come quella in Figura 4.13 (b) il valore minimo di  $b$  deve essere valutato nel baricentro dell'armatura tesa. Mentre, per travi "a doppia T" e larghezza della flangia variabile (Figura 4.13 (c)), l'altezza efficace  $d_{eff}$  della flangia inferiore non deve essere minore di  $b_{min}$ , pari alla larghezza minima della trave (Eq. 4.18).

$$d_{eff} = d_1 + 0.5 \cdot d_2 \geq b_{min} \quad (4.18)$$

Proseguendo le precisazioni sulle travi "a doppia T" è bene ricordare che, nel momento in cui la larghezza della flangia inferiore  $b$  eccedesse  $1.4b_w$  e  $bd_{eff}$  fosse inferiore a  $2b_{min}^2$ , la distanza efficace  $a_{eff}$  tra il baricentro dell'armatura e la superficie esposta verrebbe incrementata come illustrato nell'Eq. 4.19.

$$a_{eff} = a \cdot \left( 1.85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \cdot \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a \quad (4.19)$$

Questi erano gli accorgimenti generali riguardanti il metodo. Una differenziazione viene poi eseguita in base alla tipologia di trave sottoposta ad analisi,

in quanto, il metodo tabellare e le relative tabelle variano se la struttura analizzata è isostatica o iperstatica. Di seguito sono descritte entrambe le casistiche.

### Travi isostatiche esposte a incendio su fino a tre lati

Nelle travi isostatiche la distanza  $a$  dalle superfici esposte e le larghezze  $b_{min}$  e  $b_{w,min}$  non devono risultare inferiori alle quantità minime riportate in Tabella 4.19 per resistenze a incendio standard tra R 30 e R 240.

Quindi, indicando con  $a$  la distanza media tra la superficie esposta ed il baricentro delle barre tese e con  $b_{min}$  la larghezza della trave, in Tabella 4.19 vengono illustrate le possibili combinazioni tra i valori e viene precisato come, normalmente, il copriferro richiesto dalla EN 1992-1-1 sarebbe stato maggiore.

Resistenza al fuoco standard	Dimensioni minime				Spessore anima $b_{w,min}$
	Combinazioni di $a$ e $b_{min}$				
R 30	$b_{min}=80$	120	160	200	80
	$a=25$	20	15	15	
R 60	$b_{min}=120$	160	200	300	100
	$a=40$	35	30	25	
R 90	$b_{min}=150$	200	300	400	110
	$a=55$	45	40	35	
R 120	$b_{min}=200$	240	300	500	120
	$a=65$	60	55	50	
R 180	$b_{min}=240$	300	400	600	140
	$a=80$	70	65	60	
R 240	$b_{min}=280$	350	500	700	160
	$a=90$	80	75	70	

Tabella 4.19: Tabella relativa alle travi in semplice appoggio.

**Trave B01** La trave B01 è un esempio di trave isostatica avente forma "a T" e caratterizzata, nella zona tesa della sezione, da 1 Ø20, 1 Ø18 e 2 Ø8 a

diverse altezze utili. Come spiegato dall'Eq. 4.17 e come illustrato in Figura 4.12, si procede con il calcolo della distanza media  $a_m$  e ad esso consegue la definizione della larghezza minima  $b_{min}$ , della larghezza dell'anima  $b_w$  e la precisazione del tempo di collasso della trave in analisi. I valori ottenuti sono riportati nella tabella inserita nella Figura 4.14.

$b_{min}$	$b_w$	$a$	$t_{coll}$
[mm]	[mm]	[mm]	[min]
150	150	45	85

Figura 4.14: Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B01 con il metodo tabellare.

1	2	3	4	5	6
R30	80	120	160	200	80
	25	20	15	15	
R60	120	160	200	300	100
	40	35	30	25	
R90	150	200	300	400	110
	55	45	40	35	
R120	200	240	300	500	120
	65	60	55	50	
R180	240	300	400	600	140
	80	70	65	60	
R240	280	350	500	700	160
	90	80	75	70	

Figura 4.15: Tabella relativa alla trave isostatica B01 che permette l'applicazione del metodo tabellare.

Come evidenziato in precedenza, la Tabella di riferimento per le travi isostatiche è la 4.19 che, per ognuna delle travi e in questo caso per la Trave B01 (Figura 4.15) è stata riprodotta evidenziando in verde i valori di larghezza minima  $b_{min}$  che risultano inferiori al valore in Figura 4.14 e le altezze utili

medie che sono inferiori al valore  $a$  nuovamente in Figura 4.14. Dalla Figura 4.15 si deduce che l'elemento in questione ha una resistenza al fuoco standard pari a R 60. Questo significa che il collasso della trave B01 secondo il metodo tabellare avviene una volta oltrepassati i 60 minuti di applicazione della curva di incendio standard. Tale affermazione trova riscontro con quanto sperimentato visto che, come illustrato in Figura 4.14, attesta un collasso a 85 minuti dall'inizio della prova.

**Trave B07** La trave B07 è un esempio di trave isostatica avente forma "a T" e caratterizzata, nella zona tesa della sezione, da una sola barra longitudinale con diametro pari a  $\varnothing 22$ . In questa situazione non è necessario ricorrere al calcolo della distanza media  $a_m$  ma è importante la definizione della larghezza minima  $b_{min}$ , della larghezza dell'anima  $b_w$  e la precisazione del tempo di collasso della trave in analisi (Figura 4.16).

$b_{min}$	$b_w$	$a$	$t_{coll}$
[mm]	[mm]	[mm]	[min]
80	80	32	34

Figura 4.16: Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B07 con il metodo tabellare.

Nuovamente, la Tabella di riferimento per le travi isostatiche è la 4.19 che, per la Trave B07 (Figura 4.17) è stata riprodotta evidenziando in verde i valori di larghezza minima  $b_{min}$  che risultano inferiori al valore in Figura 4.16 e le altezze utili che sono inferiori al valore  $a$ , sempre in Figura 4.16.

1	2	3	4	5	6
R30	80	120	160	200	80
	25	20	15	15	
R60	120	160	200	300	100
	40	35	30	25	
R90	150	200	300	400	110
	55	45	40	35	
R120	200	240	300	500	120
	65	60	55	50	
R180	240	300	400	600	140
	80	70	65	60	
R240	280	350	500	700	160
	90	80	75	70	

Figura 4.17: Tabella relativa alla trave isostatica B01 che permette l'applicazione del metodo tabellare.

Dalla Figura 4.17 si deduce che l'elemento in questione ha una resistenza al fuoco standard pari a R 30. Questo significa che il collasso della trave B07 secondo il metodo tabellare avviene una volta oltrepassati i 30 minuti di applicazione della curva di incendio standard. Tale affermazione trova riscontro con quanto sperimentato visto che, come illustrato in Figura 4.16, attesta un collasso a 34 minuti dall'inizio della prova.

### Travi continue esposte a incendio su fino a tre lati

Nelle travi continue la distanza  $a$  dalle superfici esposte e le larghezze  $b_{min}$  e  $b_{w,min}$  non devono risultare inferiori ai valori minimi riportati in Tabella 4.20 per resistenze ad incendio standard tra R 30 e R 240.

Per l'analisi in questione, la Tabella 4.20 può essere utilizzata solamente se:

- le regole dettagliate presentate nel Capitolo 9.3 della EN 1992-1-2 [7] sono osservate;
- la redistribuzione del momento flettente richiesto per il progetto a temperatura ambiente in accordo con la EN 1992-1-1 non eccede del 15%.

Altrimenti, le travi devono essere considerate come semplicemente supportate e quindi bisogna fare riferimento alla Tabella 4.19. Vi sono poi alcuni casi in cui la trave potrebbe essere utilizzata su travi continue aventi momento flettente redistribuito maggiore del 15%, ossia se la capacità rotazionale è sufficiente ai supporti per la resistenza a incendio richiesta.

La differenza principale tra la Tabella 4.19 e la Tabella 4.20, oltre ai valori elencati, sta nella presenza in quest'ultima di una colonna in più che regola il comportamento a taglio della trave. Infatti, essa supervisiona una parte dell'elemento molto vicina all'appoggio centrale, per una distanza pari a due volte l'altezza della sezione.

Resistenza al fuoco standard	Dimensioni minime					Spessore anima $b_{w,min}$ per una lunghezza pari a 2h dall'appog- gio intermedio
	Combinazioni di $a$ e $b_{min}$				Spessore anima $b_{w,min}$	
R 30	$b_{min}=80$ a=15	160 12			80	80
R 60	$b_{min}=120$ a=25	200 12			100	120
R 90	$b_{min}=150$ a=35	250 25			110	150
R 120	$b_{min}=200$ a=45	300 35	450 35	500 30	120	200
R 180	$b_{min}=240$ a=60	400 50	550 45	600 40	140	240
R 240	$b_{min}=280$ a=75	500 60	650 55	700 50	160	280

Tabella 4.20: Tabella relativa alle travi continue.

Una ulteriore precisazione riguarda le travi "a doppia T" nel caso in cui si

voglia prevenire un collasso per compressione o taglio della trave continua nel primo degli appoggi intermedi. In questa situazione la larghezza della flangia dell'elemento e lo spessore dell'anima devono essere incrementati per le resistenze ad incendio standard R 120, R 180 e R 240 in accordo con quanto specificato nella Tabella 4.21 solamente se le condizioni elencate qui di seguito sono entrambe soddisfatte:

- Non vi è resistenza a momento flettente nei supporti agli estremi;
- In accordo con quanto descritto nell'EN 1992-1-1 il primo appoggio intermedio a temperatura ambiente deve essere caratterizzato da  $\tau_{Ed} > 1/3 \cdot \nu f_{cd}$ .

Resistenza al fuoco standard	Larghezza minima della trave $b_{min}$ e spessore dell'anima $b_w$
R 120	220
R 180	380
R 240	480

Tabella 4.21: Aumento di valore della larghezza della trave e spessore dell'anima nel caso di travi "a doppia T" in calcestruzzo armato.

**Trave B17** La trave B17 è un esempio di trave iperstatica avente forma "a doppia T" e caratterizzata, nella zona tesa della sezione, da 2 Ø20, 1 Ø22 e 2 Ø8 a diverse altezze utili. Si inizia con il calcolo della distanza media  $a_m$  e ad esso consegue la definizione della larghezza minima  $b_{min}$ , della larghezza dell'anima  $b_w$  e la precisazione del tempo di collasso della trave in analisi, i cui valori sono riportati nella tabella inserita nella Figura 4.18.

$b_{min}$	$b_w$	$b_{w,supp}$	$a$	$t_{coll}$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[min]
180	80	80	33	68

Figura 4.18: Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B17 con il metodo tabellare.

Come evidenziato in precedenza, la Tabella di riferimento per le travi continue è la 4.20 che, per ognuna delle travi e in questo caso per la Trave B17 (Figura 4.19) è stata riprodotta evidenziando in verde i valori di larghezza minima  $b_{min}$  che risultano inferiori al valore in Figura 4.18 ed le altezze utili medie che sono inferiori al valore  $a$ , nuovamente in Figura 4.18.

1	2	3	4	5	6	7
R30	80 15	160 12			80	80
R60	120 25	200 12			100	120
R90	150 35	250 25			110	150
R120	200 45	300 35	450 35	500 30	120	200
R180	240 60	400 50	550 50	600 40	140	240
R240	280 75	500 60	650 60	700 50	160	280

Figura 4.19: Tabella relativa alla trave iperstatica B17 che permette l'applicazione del metodo tabellare.

1	2
R120	220
R180	380
R240	480

Figura 4.20: Tabella relativa alla Trave B17 nella quale viene rilevata la resistenza a incendio della Trave 17 con un aumento del valore della larghezza di trave e spessore dell'anima.

A differenza delle altre travi, quella sottoposta ad analisi ha forma "a doppia T", dunque può essere soggetta, a seguito della verifica dei requisiti presi in considerazione dall'analisi, ad un aumento dei valori di larghezza della trave

e di spessore dell'anima, come in Tabella 4.21. Tale tabella viene ricreata (Figura 4.20) e vengono evidenziate le celle come già spiegato per la tabella base prevista dal metodo tabellare in caso di travi continue.

Dalle Figure 4.19 e 4.20 si deduce che l'elemento in questione ha una resistenza al fuoco standard pari a R 60. Più precisamente, se ci si avvicina all'appoggio centrale, la resistenza al fuoco della Trave B17 diventa R 30. Questo significa che il collasso della trave B17 secondo il metodo tabellare avviene una volta oltrepassati i 60 minuti di applicazione della curva di incendio standard, ma che, per taglio, potrebbe collassare anche una volta oltrepassati i 30 minuti di esposizione. Tale affermazione trova riscontro con quanto sperimentato visto che, come illustrato in Figura 4.18, attesta un collasso a 68 minuti dall'inizio della prova.

**Trave B20** La trave B20 è un esempio di trave iperstatica avente forma rettangolare e caratterizzata, nella zona tesa della sezione, da quattro barre longitudinali con diametro pari a  $\varnothing 25$ .

In questa situazione non è necessario ricorrere al calcolo della distanza media  $a_m$  ma è importante la definizione della larghezza minima  $b_{min}$ , della larghezza dell'anima  $b_w$  e la precisazione del tempo di collasso della trave in analisi, i cui valori sono riportati nella tabella inserita in Figura 4.21.

$b_{min}$	$b_w$	$b_{w,supp}$	$a$	$t_{coll}$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[min]
300	300	300	55	168

Figura 4.21: Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B20 con il metodo tabellare.

Nuovamente, la Tabella di riferimento per le travi continue è la 4.20 che, per la Trave B20 (Figura 4.22) è stata riprodotta evidenziando in verde i valori di larghezza minima  $b_{min}$  che risultano inferiori al valore in Figura 4.21 ed i valori di altezza utile che sono inferiori al valore  $a$ , sempre in Figura 4.21.

1	2	3	4	5	6	7
R30	80 15	160 12			80	80
R60	120 25	200 12			100	120
R90	150 35	250 25			110	150
R120	200 45	300 35	450 35	500 30	120	200
R180	240 60	400 50	550 50	600 40	140	240
R240	280 75	500 60	650 60	700 50	160	280

Figura 4.22: Tabella relativa alla trave iperstatica B20 che permette l'applicazione del metodo tabellare.

Dalla Figura 4.22 si deduce che l'elemento in questione ha una resistenza al fuoco standard pari a R 120. Più precisamente, se ci si avvicina all'appoggio centrale, la resistenza al fuoco della Trave B20 diventa R 240. Questo significa che il collasso della trave B20 secondo il metodo tabellare avviene una volta oltrepassati i 120 minuti di applicazione della curva di incendio standard, ma che per taglio potrebbe collassare solamente una volta oltrepassati i 240 minuti di esposizione. Tale affermazione trova parzialmente riscontro con quanto sperimentato visto che al tempo di 120 minuti di incendio il metodo tabellare evidenzia un collasso. Il punto discordante sta nel fatto che sperimentalmente l'elemento collassa a 168 minuti dall'inizio della prova per taglio, che nelle tabelle viene indicato come possibile oltre i 240 minuti di test.

**Trave B28** La trave B28 è un esempio di trave iperstatica avente forma rettangolare e caratterizzata, nella zona tesa della sezione, da 2 Ø25 e 2 Ø22 a diverse altezze utili. Si inizia con il calcolo della distanza media  $a_m$  e ad esso consegue la definizione della larghezza minima  $b_{min}$ , della larghezza dell'anima  $b_w$  e la precisazione del tempo di collasso della trave in analisi, i cui valori sono riportati nella tabella inserita nella Figura 4.23.

$b_{min}$	$b_w$	$b_{w,supp}$	$a$	$t_{coll}$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[min]
150	150	150	39	84

Figura 4.23: Parametri utili al fine della valutazione della resistenza al fuoco della Trave B28 con il metodo tabellare.

Nuovamente, la Tabella di riferimento per le travi continue è la 4.20 che, per la Trave B28 (Figura 4.24) è stata riprodotta evidenziando in verde i valori di larghezza minima  $b_{min}$  che risultano inferiori al valore in Figura 4.23 ed le altezze utili che sono inferiori al valore  $a$ , sempre in Figura 4.23.

1	2	3	4	5	6	7
R30	80 15	160 12			80	80
R60	120 25	200 12			100	120
R90	150 35	250 25			110	150
R120	200 45	300 35	450 35	500 30	120	200
R180	240 60	400 50	550 50	600 40	140	240
R240	280 75	500 60	650 60	700 50	160	280

Figura 4.24: Tabella relativa alla trave iperstatica B28 che permette l'applicazione del metodo tabellare.

Dalla Figura 4.24 si deduce che l'elemento in questione ha una resistenza al fuoco standard pari a R 90. Anche se ci si avvicina all'appoggio centrale, la resistenza al fuoco della Trave B28 rimane R 90. Questo significa che il collasso della trave B28 secondo il metodo tabellare avviene una volta oltrepassati i 90 minuti di incendio. Tale affermazione non trova riscontro con quanto sperimentato visto che, come illustrato in Figura 4.23, attesta un collasso a 84 minuti dall'inizio della prova.

## Risultati generali del metodo tabellare

Trave [-]	$t_{collasso}$ [min]	Classe di resistenza [-]	Classe di resistenza in prossimità dell'appoggio centrale [-]	Verifica [-]
1	85	60		
2	90	90		
3	88	60		
4	102	90		
5	81	60		
6	109	90		
7	34	30		
8	85	90	90	X
9	104	90	90	
10	82	90		X
11	114	90	90	
12	102	90	90	
13	106	90		
14	112	90		
15	96	90		
16	89	90	90	X
17	68	60	30	
18	80	60		
19	95	120	240	X
20	168	90		
21	137	180	240	X
22	156	120	240	
23	155	120	240	
24	84	180	240	X
25	200	120	240	
26	222	120	240	
27	183	120	240	
28	84	90	240	X

Tabella 4.22: Elenco dei valori di resistenza al fuoco ottenuti dal metodo tabellare.

I calcoli descritti per le travi B01, B07, B17, B20 e B28 sono stati eseguiti anche sulle restanti 23 travi ed i risultati sono inseriti in Tabella 4.22. In fase di verifica sono state indicate con una "X" le travi per le quali la resistenza ad incendio da metodo supera il tempo di collasso riscontrato in via sperimentale.

Nella prossima sezione, viene affrontato il confronto tra questi valori e quelli ottenuti con le operazioni analitiche.

## 4.5 Considerazioni finali e conclusioni

Come già evidenziato più volte, la dimostrazione analitica delle modalità di collasso delle travi oggetto di studio è stata svolta considerando materiali aventi resistenze medie, caratteristiche e di progetto. Le prime due per tutti i tempi di incendio relativi alla singola trave, mentre, la terza solamente al tempo zero. Esattamente al tempo iniziale di incendio è stato costruito il diagramma presente in Figura 4.25 che pone a confronto tra loro i rapporti tra i tagli agenti (proposti in [13]) e le resistenze a taglio  $V_{Rd}$  di tutte le 28 travi oggetto di sperimentazione. In Figura 4.25 si può notare che la curva dei valori relativi alle resistenze fattorizzate dei materiali si trova al di sopra di quella riferita alle resistenze caratteristiche e di quella riguardante le resistenze medie. Questo poiché per quest'ultima i valori di  $V_{Rd}$  sono più alti che nelle altre due.

Si precisa, inoltre, che il valore molto alto in corrispondenza della trave B15 è dovuto al fatto che essa è una trave non dotata di armatura a taglio ed il calcolo della relativa resistenza a taglio restituisce un valore più basso di quello agente già al tempo zero di incendio.

In Figura 4.26 è illustrato lo stesso concetto di Figura 4.25 con la differenza che i valori di taglio agente sono valutati mediante i momenti ultimi sull'appoggio centrale (senza tenere conto dell'erosione della parte inferiore della trave) per le travi iperstatiche.

Sui diagrammi in Figura 4.25 è anche importante evidenziare il mancato superamento della linea di valore unitario per la maggior parte delle travi dotate di staffe, al tempo iniziale. Le travi che vengono stimate collassare al tempo iniziale, aventi taglio agente ricavato sperimentalmente, sono la B16, B17 e B18. Usando, al posto del taglio agente ottenuto per via sperimentale, quello incrementato in corrispondenza dell'appoggio centrale per le travi iperstatiche, si evince quanto illustrato in Figura 4.26. Qui è visibile, dalla

curva rappresentante le resistenze di progetto che le travi dalla B16 alla B20 e la B28 collassano a taglio al tempo iniziale se dimensionate con resistenze fattorizzate.

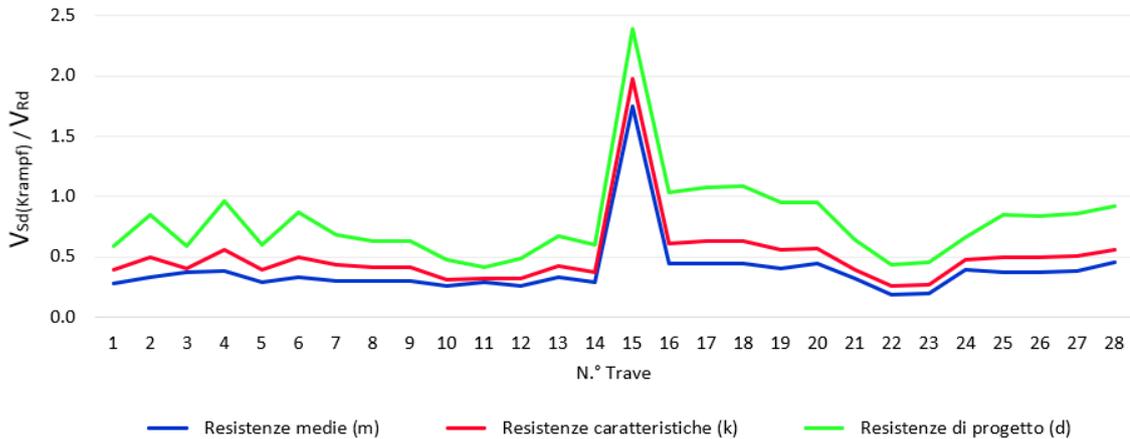


Figura 4.25: Confronto tra i rapporti di taglio agente ottenuto sperimentalmente e taglio resistente ( $t=0$ ).

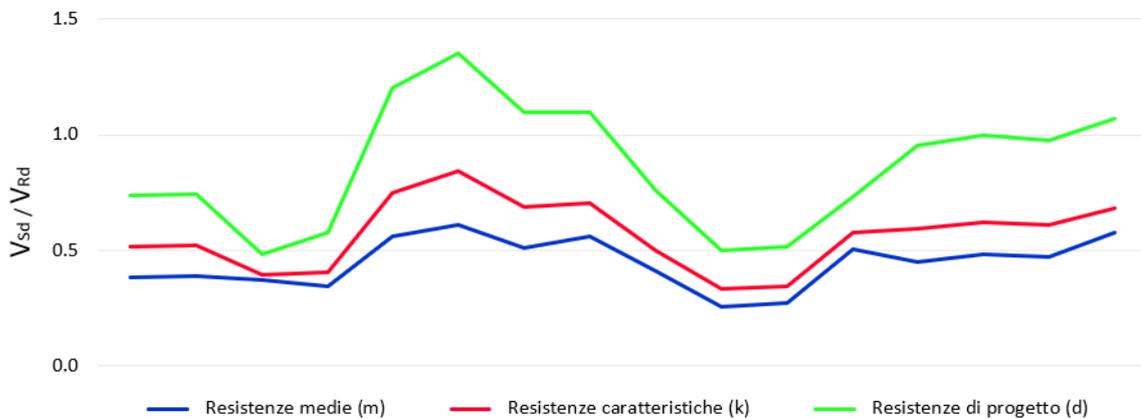


Figura 4.26: Confronto tra i rapporti di taglio agente (ricavati da  $M_{Ru}$  (-)) e taglio resistente ( $t=0$ ) per travi iperstatiche.

Proseguendo con l'analisi dei risultati ottenuti per via analitica, per quanto concerne gli elementi isostatici, essi sono riportati in Tabella 4.23 ed in Tabella 4.24. Nella prima sono illustrate le modalità ed i tempi di collasso delle travi aventi materiali con resistenza media, paragonate a quelle riscontrate per via sperimentale. Nella maggior parte delle travi isostatiche il comportamento osservato sperimentalmente è confermato. Vi sono solamente tre

travi nelle quali viene contraddetto il verdetto sperimentale ossia la B03, la B10 e la B14. Nella prima delle tre, entro il tempo di collasso indicato sperimentalmente, si verifica un collasso per taglio dovuto alla crisi dell'armatura trasversale all'interno dell'elemento. Nelle restanti due, analiticamente, entro gli 82 minuti ed i 112 minuti di incendio, rispettivamente, non si giunge al collasso degli elementi.

Se, come da EN1992-1-2, il calcolo venisse svolto con le resistenze caratteristiche, rispetto al caso di resistenza media si evidenzierebbero le differenze illustrate in giallo in Tabella 4.24. Non varia la modalità di collasso ma diminuisce la resistenza al fuoco della struttura. Tale constatazione è riconfermata da quanto visibile in Figura 4.27. In questo grafico a colonne il valore di ordinata pari a 1 coincide con il collasso dell'elemento isostatico per taglio.

Trave	Tempo di collasso (Krampf)	Modalità di collasso (Krampf)	Intervallo di collasso per flessione	Intervallo di collasso per taglio	Modalità di collasso (calcoli analitici)	Verifica
[-]	[min]	[-]	[min]	[min]	[-]	[-]
1	85	Flessione	75-85	No collasso	Flessione	Si
2	90	Flessione	75-90	No collasso	Flessione	Si
3	88	Flessione	No collasso	75-88	Taglio - lato acciaio	No
4	102	Flessione	75-90	90-102	Flessione	Si
5	81	Flessione	60-75	No collasso	Flessione	Si
6	109	Flessione	75-90	105-109	Flessione	Si
7	34	Flessione	30-34	No collasso	Flessione	Si
10	82		No collasso	No collasso	No collasso	No
13	106	Flessione	90-105	No collasso	Flessione	Si
14	112	Flessione	No collasso	No collasso	No collasso	No
15	96	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	0-15	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
18	80	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	60-75	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si

Tabella 4.23: Confronto eseguito per travi isostatiche con resistenze medie dei materiali.

Trave	Tempo di collasso (Krampf)	Modalità di collasso (Krampf)	Intervallo di collasso per flessione	Intervallo di collasso per taglio	Modalità di collasso (calcoli analitici)	Verifica
[-]	[min]	[-]	[min]	[min]	[-]	[-]
1	85	Flessione	75-85	No collasso	Flessione	Si
2	90	Flessione	60-75	75-90	Flessione	Si
3	88	Flessione	No collasso	75-88	Taglio - lato acciaio	No
4	102	Flessione	60-75	75-90	Flessione	Si
5	81	Flessione	60-75	No collasso	Flessione	Si
6	109	Flessione	75-90	105-109	Flessione	Si
7	34	Flessione	30-34	No collasso	Flessione	Si
10	82		No collasso	No collasso	No collasso	No
13	106	Flessione	90-105	No collasso	Flessione	Si
14	112	Flessione	No collasso	No collasso	No collasso	No
15	96	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	0-15	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
18	80	Taglio - lato calcestruzzo	60-75	30-45	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si

Tabella 4.24: Confronto eseguito per travi isostatiche con resistenze caratteristiche dei materiali.

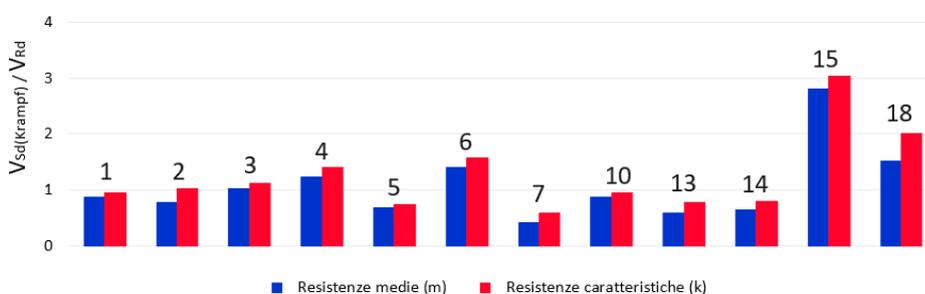


Figura 4.27: Confronto tra i rapporti di taglio resistente e taglio agente ottenuto sperimentalmente per travi isostatiche al tempo di collasso.

In Tabella 4.25 ed in Tabella 4.26 sono illustrate le modalità ed i tempi di collasso delle travi iperstatiche aventi materiali con, rispettivamente, resistenza media e caratteristica, paragonate a quelle constatate per via sperimentale. In poche delle travi elencate il comportamento proposto dallo studioso è confermato. Vi sono tante discordanze in quanto si valutano come non conformi sia le differenze di modalità di collasso sia il mancato collasso dell'elemento nel tempo misurato sperimentalmente.

Infatti, con resistenza media dei materiali, la maggior parte delle travi non collassano nei tempi di incendio sperimentali e tra le strutture che giungono a collasso nei tempi misurati per via sperimentale, ma non per il motivo evidenziato nei rapporti di prova, vi sono la B16 e la B25. In queste strutture la dimostrazione analitica, invece che un collasso dell'elemento dovuto al raggiungimento della resistenza a taglio nelle bielle compresse, illustra un collasso dovuto alla formazione di un meccanismo di collasso per flessione. Altro caso particolare è rappresentato dalle travi con ferri piegati, la cui resistenza ad incendio risulta molto superiore al taglio agente, anche migliorato in corrispondenza dell'appoggio intermedio. Per questo motivo esse non giungono a collasso e sarebbe necessaria un'analisi più approfondita. La Tabella 4.26, come già detto, si riferisce alle resistenze caratteristiche dei materiali e le differenze con il caso medio sono visibili in giallo. Vi è una diminuzione del tempo di incendio, grazie al quale alcuni mancati collassi verificatisi nel caso con resistenza media hanno la possibilità di essere visualizzati e possono quindi esserne determinate le modalità. In particolare, nelle Travi B08 e B20 viene confermato il collasso per taglio e nella B27 un collasso per taglio al posto che per un meccanismo di collasso a flessione. Un'ultima precisazione riferita alle Tabelle 4.25 e 4.26 riguarda i simboli (\*) e (★) accostati al collasso per taglio dovuto alla crisi delle bielle compresse. Il simbolo \* si riferisce alla presenza nella trave, in cui avviene il collasso, di acciaio in fase elastica, mentre, il simbolo ★ indica la presenza di acciaio snervato.

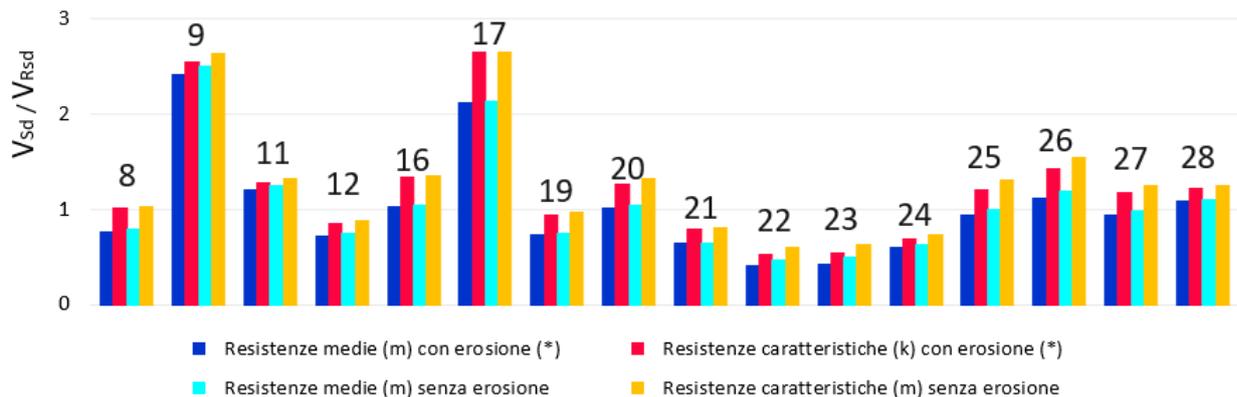


Figura 4.28: Confronto tra i rapporti di taglio agente (da  $M_u(-)$  e  $M_u(-)^*$ ) e taglio resistente nell'appoggio centrale delle travi iperstatiche al tempo di collasso.

Trave	Tempo di collasso (Krampf)	Modalità di collasso (Krampf)	Intervallo di collasso per flessione (meccanismo)	Intervallo di collasso per taglio	Modalità di collasso (calcoli analitici)	Verifica
[-]	[min]	[-]	[min]	[min]	[-]	[-]
8	85	Taglio - lato acciaio	No collasso	No collasso	No collasso	No
9	104	Taglio - lato acciaio	No collasso	75-90	Taglio - lato acciaio	Si
11	114	Taglio - lato acciaio	No collasso	105-114	Taglio - lato acciaio	Si
12	102	Taglio - lato acciaio	No collasso	No collasso	No collasso	No
16	89	Taglio - lato calcestruzzo	60-75	75-90	M. di collasso	No
17	68	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	30-45	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
19	95		No collasso	No collasso	No collasso	No
20	168	Taglio - lato calcestruzzo	150-168	150-168	Mecc./Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
21	137	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
22	156	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
23	155	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
24	84	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
25	oltre 200	No collasso	180-200	No collasso	M. di collasso	No
26	222		120-210	120-210	Mecc/Taglio - lato calcestruzzo (★)	Si
27	183		165-180	No collasso	M. di collasso	Si
28	184	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	75-84	Taglio - lato calcestruzzo (★)	Si

Tabella 4.25: Confronto eseguito per travi iperstatiche con resistenze medie dei materiali.

Trave	Tempo di collasso (Krampf)	Modalità di collasso (Krampf)	Intervallo di collasso per flessione (meccanismo)	Intervallo di collasso per taglio	Modalità di collasso (calcoli analitici)	Verifica
[-]	[min]	[-]	[min]	[min]	[-]	[-]
8	85	Taglio - lato acciaio	No collasso	75-85	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
9	104	Taglio - lato acciaio	90-104	75-90	Taglio - lato acciaio	Si
11	114	Taglio - lato acciaio	No collasso	90-105	Taglio - lato acciaio	Si
12	102	Taglio - lato acciaio	90-102	No collasso	M. di collasso	No
16	89	Taglio - lato calcestruzzo	60-75	45-60	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
17	68	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	30-45	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
19	95		No collasso	No collasso	No collasso	No
20	168	Taglio - lato calcestruzzo	150-168	90-105	Taglio - lato calcestruzzo (★)	Si
21	137	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
22	156	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
23	155	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
24	84	Taglio - lato calcestruzzo	No collasso	No collasso	No collasso	No
25	oltre 200	No collasso	120-180	180-210	M. di collasso	No
26	222		120-210	120-210	Mecc./Taglio - lato calcestruzzo (★)	Si
27	183		150-165	120-135	Taglio - lato calcestruzzo (*)	Si
28	184	Taglio - lato calcestruzzo	75-84	60-75	Taglio - lato calcestruzzo (★)	Si

Tabella 4.26: Confronto eseguito per travi iperstatiche con resistenze caratteristiche dei materiali.

Nei capitoli precedenti è stato affermato più volte che, nell'analisi per le travi iperstatiche, si è tenuto conto dei momenti flettenti ultimi sull'appoggio centrale sia a sezione intatta ( $M_u(-)$ ) che erosa ( $M_u(-)^*$ ), per determinare l'aumento di taglio agente.

Nel momento del confronto tra i tagli agenti e quelli resistenti la differenza tra i tagli agenti calcolati con  $M_u(-)$  e  $M_u(-)^*$  è risultata minima, come visibile nel grafico in Figura 4.28. Trascurare l'erosione del calcestruzzo, ha influito solamente in caso di resistenza caratteristica del materiale per le Travi B11, B20 e B27 che, altrimenti, sarebbero collassate in un periodo di incendio immediatamente successivo, rispettivamente, tra 105 e 120 minuti per le prime due e tra 135 e 150 minuti la numero 27. In tutti questi casi, la variazione dell'intervallo di collasso non ne avrebbe modificato le modalità. Le strutture che sperimentalmente hanno evidenziato collassi a taglio sono state la B08, B09, B11, B12, B15, B16, B17, B18, B20, B21, B22, B23, B24, B28. Tra queste vi sono le travi armate trasversalmente con ferri piegati, che restituiscono un valore molto alto di resistenza a taglio e, dunque, non sono considerate di seguito, in virtù del fatto che esse, come già evidenziato, richiedono ulteriori approfondimenti. A seguito nelle analisi svolte nel corso di questa tesi si conclude che gli elementi che collassano a taglio per resistenze medie dei materiali sono: B03, B09, B11, B15, B17, B20, B26 e B28. Unendo le travi appena citate a quelle che collassano per taglio secondo [13], il rapporto tra il valore agente e resistente sono mostrati nelle Figure 4.29 e 4.30, a seconda che il taglio agente sia stato calcolato considerando l'erosione al tempo finale oppure no. In entrambi i diagrammi è inserita la linea di tendenza dei punti avente inclinazione 1.00 e 0.96, rispettivamente. Lo stesso viene realizzato per i valori di resistenza caratteristici, le cui travi che collassano per taglio sono la B03, B08, B09, B11, B15, B16, B17, B26, B27, B28. I diagrammi sono riportati in Figura 4.31 e 4.32 e sono caratterizzati da linee di tendenza rispettivamente di inclinazione pari a 0.82 e 0.78.

Sia con resistenze medie che caratteristiche si ottiene un collasso per taglio per la Trave B03. Sperimentalmente essa ha eseguito un collasso per flessione semplice. Visto che la maggior parte delle travi isostatiche studiate ha collasso per flessione, tale collasso per taglio conferma che, analiticamente, si è a favore di sicurezza, visto che si riscontra una resistenza a taglio inferiore di quella sperimentale.

Nuovamente, riferendosi ai grafici nelle Figure 4.29, 4.30, 4.31 e 4.32, va evidenziata la Trave B21 per la quale si riscontra un valore di resistenza a taglio

eccezionalmente alto. In ognuno dei grafici appena citati, si esegue la rimozione dei dati relativi alla Trave 21 per verificare se, in questo modo, l'indice di regressione  $R^2$  aumenti di valore, risultando in una maggiore precisione del diagramma. Nel caso di resistenze medie  $R^2$  passa da un valore pari a circa 0.94 ad un valore di 0.98 e per le resistenze caratteristiche da un valore di circa 0.95 ad un valore pari a circa 0.98. Da questi risultati si evince che la Trave 21 rappresenta un caso eccezionale di resistenza a taglio. È importante anche precisare che l'inclinazione delle linee di tendenza nei vari grafici, senza la Trave 21, risulterebbero pari a 0.92 e 0.89 nel caso di resistenza media e 0.77 e 0.73 per le resistenze caratteristiche.

Da quanto affermato e da quanto illustrato nei grafici nelle Figure 4.29, 4.30, 4.31 e 4.32, si può affermare che l'analisi svolta analiticamente è a favore di sicurezza. Più precisamente, la linea di tendenza dei vari punti riportata un'inclinazione uguale o inferiore al valore unitario, il che significa che analiticamente è possibile determinare il collasso degli elementi per taglio.

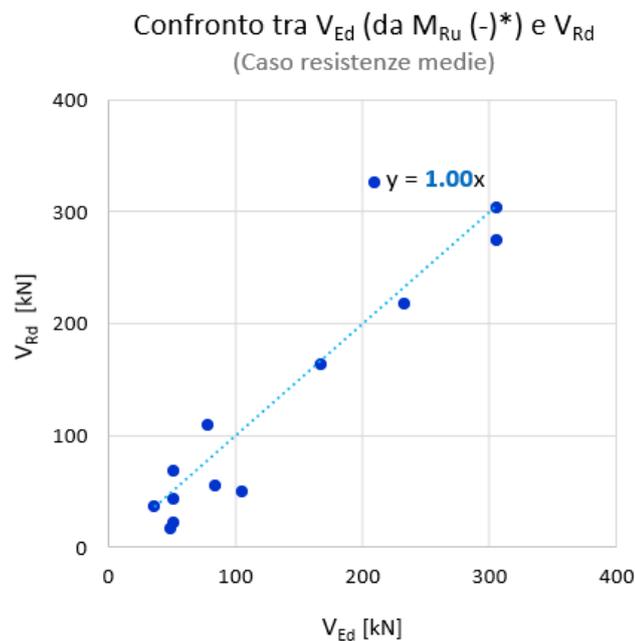


Figura 4.29: Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione erosa) e quelli di taglio resistente, per una resistenza media dei materiali.

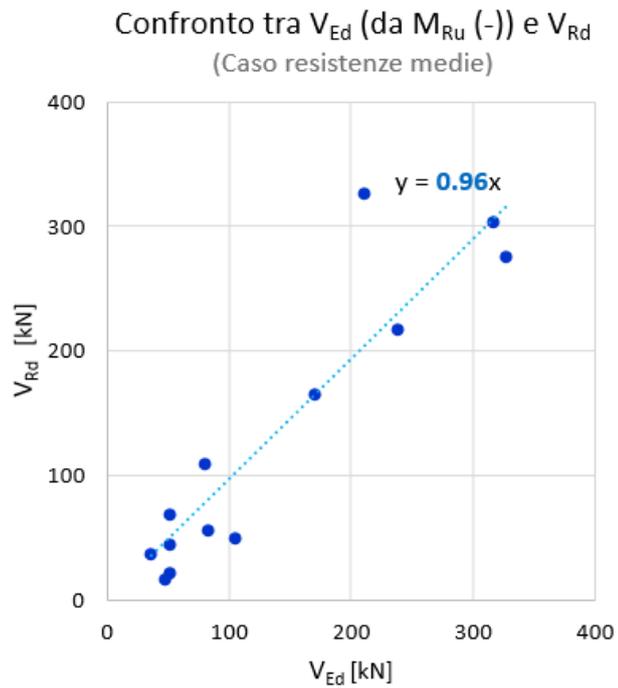


Figura 4.30: Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione intatta) e quelli di taglio resistente, per una resistenza media dei materiali.

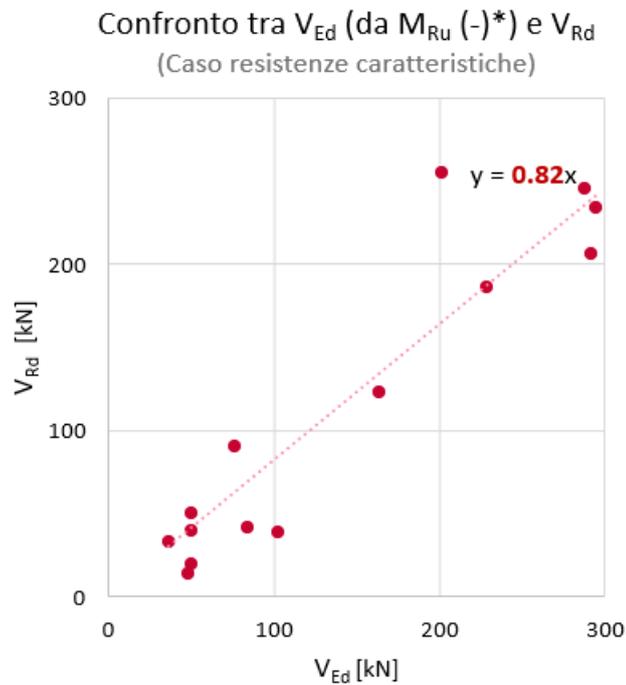


Figura 4.31: Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione erosa) e quelli di taglio resistente, per una resistenza caratteristica dei materiali.

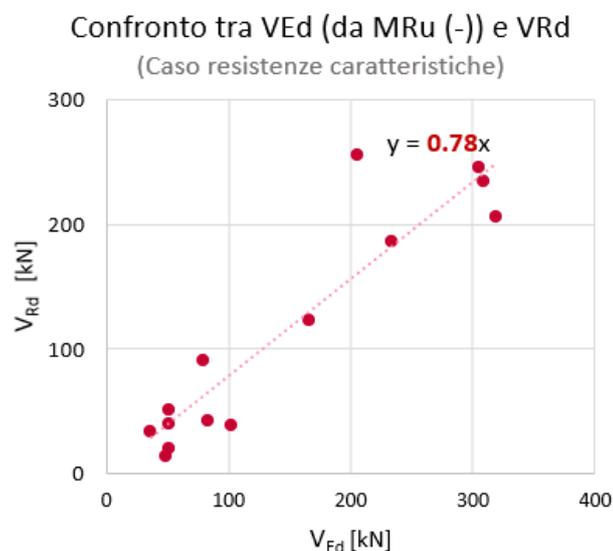


Figura 4.32: Diagramma riportante i valori di taglio agente (da momento con sezione intatta) e quelli di taglio resistente, per una resistenza caratteristica dei materiali.

Ultimati i confronti tra i risultati ottenuti per via sperimentale e quelli ottenuti per via analitica, è utile confrontare tra loro le resistenze ad incendio nei due casi appena visti con quelle ricavate con il metodo tabellare.

Analizzando quanto elencato in Tabella 4.27, si può dire che vi è una grande parte di elementi nei quali la resistenza al fuoco è inferiore di quella valutata con il metodo. Le strutture in cui avviene questo, entrando nello specifico, sono tutte travi che collassano per taglio oppure che evidenziano un collasso dovuto a flessione semplice ma che superano anche (entro il tempo di collasso) la resistenza a taglio dell'elemento.

L'unica struttura che mostra una resistenza al fuoco inferiore per taglio nel metodo tabellare è la trave B17, la cui resistenza al fuoco è stata infatti contrassegnata con un asterisco. Se nella tabella in Figura 4.20 non fosse stata inserita una colonna che appura il comportamento in prossimità dell'appoggio intermedio la diminuzione di resistenza al fuoco da R60 a R30 non sarebbe stata riscontrata.

Quanto verificato, dimostra che per travi che collassano a taglio o, il cui collasso per flessione è influenzato visibilmente dal comportamento a taglio dell'elemento, il metodo tabellare non è adatto.

Trave	Tempo di collasso (Krampf)	Resistenza al fuoco		
		Dimostrazione analitica		Metodo tabellare
		medio	caratteristico	
[-]	[min]	[-]	[-]	[-]
1	85	75	75	60
2	90	75	60	90
3	88	75	75	60
4	102	75	60	90
5	81	60	60	60
6	109	75	75	90
7	34	30	30	30
8	85	-	75	90
9	104	75	75	90
10	82	-	-	90
11	114	105	90	90
12	102	-	90	90
13	106	90	90	90
14	112	-	-	90
15	96	0	0	90
16	89	60	45	90
17	68	30	30	30*
18	80	60	30	60
19	95	-	-	120
20	168	150	90	90
21	137	-	-	180
22	156	-	-	120
23	155	-	-	120
24	84	-	-	180
25	oltre 200	180	120	120
26	222	120	120	120
27	183	165	120	120
28	184	75	60	90

Tabella 4.27: Elenco delle resistenze ad incendio dei campioni indagati.

Le osservazioni fatte fino a questo punto mostrano come la dimostrazione per via analitica dei test sperimentali, in media, porti dei risultati vicini alla realtà. L'armatura trasversale, ossia le barre che resistono a taglio, è importante che sia progettata appositamente in quanto, oltre a collassare molto spesso per prima, se sottodimensionata può portare ad un collasso anticipato per flessione. Si afferma questo, in quanto, quando si raggiunge il collasso per flessione in un determinato intervallo di tempo, il collasso a taglio viene riscontrato come attuabile nello stesso intervallo o in quello immediatamente successivo.

In questa analisi, è stato anche aggiunto un tipo di collasso dell'elemento, rispetto alla fase sperimentale, quale il meccanismo di collasso dovuto al raggiungimento del momento resistente sia in corrispondenza dell'appoggio intermedio, sia in campata. Questa modalità viene riscontrata in varie travi e non va trascurata in quanto in alcuni casi avviene anticipatamente alla rottura per taglio. Sarebbe interessante anche espandere l'analisi a tempi di incendio superiori a quello indicati come collasso in [13] visto che in molti elementi i valori resistenti, pur essendo superiori a quelli agenti, vi sono molto vicini.

# Bibliografia

- [1] Antincendio-Italia. Il collasso del wtc: tra scienza e ingegneria., Feb 2017.
- [2] Pier Giuseppe Contini and Maurizio Taliano. *Progettare il cemento armato contro il fuoco*. CLUT, 2005.
- [3] Edoardo Cosenza, Gaetano Manfredi, and Marisa Pecce. *Stato Limite Ultimo per taglio*, volume 3, chapter 6, pages XIV–386. Ulrico Hoepli, 2019.
- [4] EN. *EN 1991-1-2 Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*, Brussels, Nov 2002. CEN.
- [5] EN. *EN 1992-1-1 Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels, Dec 2004. CEN.
- [6] EN. *EN 1992-1-2 Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, Brussels, Dec 2004. CEN.
- [7] EN. *EN 1992-1-2 (2020) Design of concrete structures - Part 1-2: General - Structural fire design*, Brussels, Nov 2020. CEN.
- [8] Alessandro P. Fantilli, Pietro G. Gambarova, and Sergio Tattoni. *Strutture resistenti al fuoco: metodi di calcolo, tecnologie e procedure per una concreta sicurezza strutturale all'incendio*. EPC, 2017.
- [9] Federbeton. Il calcestruzzo per la sicurezza e la protezione antincendio, Feb 2019.
- [10] Katarina Grauers, Krister Cederwall, and Kent Gylltoft. Anchorage and shear in concrete structures exposed to fire: A literature review. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 95:10830, 1994.
- [11] Innocenzo Mastronardi (Ingegnere civile appartenente all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari). Il fenomeno dello spalling nel calcestruzzo esposto alle alte temperature.
- [12] Fire Explosion investigations. Il comportamento al fuoco – i materiali da costruzione, Sep 2017.

- [13] Lore Krampf. *Indagini sul rischio di cedimento prematuro dovuto a rottura per taglio di strutture esposte al fuoco*. Istituto per i materiali da costruzione, le costruzioni e la protezione antincendio, 1979.
- [14] Antonio La Malfa. La resistenza al fuoco delle strutture con i metodi dell'ingegneria della sicurezza antincendio, Apr 2005.
- [15] Mauro Mezzina. *Lo Stato Limite Ultimo per Taglio*, volume 1, chapter 6, pages XIV–798. CittàStudi, 2013.
- [16] Edoardo Mocco. Reazione e resistenza al fuoco dei materiali e delle strutture, Feb 2016.
- [17] Ben Peetz. Effects of fire on concrete structures, Mar 2017.
- [18] AARONITE ITALIA S.R.L. Resistenza al fuoco.
- [19] UniNa STiDuE. Elementi sollecitati da tensioni tangenziali: il taglio, Jul 2011.
- [20] Wikipedia. Iperstaticità, Aug 2016.
- [21] Wikipedia. Isostaticità, Jan 2019.
- [22] Wikipedia. Traliccio di mörsch, Mar 2020.